

ADEGUAMENTO S.S. n°87 "SANNITICA" INTERVENTI LOCALIZZATI PER GARANTIRE LA PERCORRIBILITA' IMMEDIATA TRATTO "CAMPOBASSO – BIVIO S.ELIA" LOTTE A2 E A3

PROGETTO DEFINITIVO

CB-150

A.T.I. di PROGETTAZIONE:
(Mandataria)

bonifica spa

(Mandante)

SOIL Geotechnics Geology Structures Offshore
ENGINEERING

(Mandante)

FRANCHETTI

IL PROGETTISTA:

Ing. Franco Persio Bocchetto - Ordine Ing. Roma n.° 8664-Sez A
Ing. Luigi Albert – Ordine Ing. Milano n.° 14725-Sez A
Ing. Paolo Franchetti – Ordine Ing. Vicenza n.° 2013-Sez A

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Anna Maria Bruna
- Ordine Geol. Lazio n. 1531

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE
DISCIPLINE SPECIALISTICHE

Ing. Franco Persio Bocchetto - Ordine Ing. Roma n.° 8664-Sez A

COORDINATORE PER LA SICUREZZA:

Ing. Andrea Maria Enea Failla - Ordine Ing. Catania n.°A6701

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Ing. CLAUDIO BUCCI

05 OM-OPERE D'ARTE MAGGIORI

05.01 VI01

Relazione tecnica e di calcolo - Impalcato

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV.PROG. ANNO

D P C B 0 1 5 0 D 2 2

NOME FILE:

T00VI01STRRE01B.DOCX

REVISIONE

SCALA

CODICE
ELAB.

T 0 0 V I 0 1 S T R R E 0 1

B

-

| | | | | | |
|------|------------------|-------------|--------------|-----------------|-------------------|
| | | | | | |
| B | ISTRUTTORIA ANAS | Luglio 2022 | Ing. M. Vari | Ing. A. Tosiani | Ing.F.P.Bocchetto |
| A | EMISSIONE | Aprile 2022 | Ing. M. Vari | Ing. A. Tosiani | Ing.F.P.Bocchetto |
| REV. | DESCRIZIONE | DATA | REDATTO | VERIFICATO | APPROVATO |

INDICE

| | | |
|--------|---|----|
| 1 | INTRODUZIONE | 3 |
| 1.1 | OGGETTO..... | 3 |
| 1.2 | DESCRIZIONE DELL'OPERA..... | 4 |
| 2 | CARATTERISTICHE DEI MATERIALI..... | 6 |
| 3 | DOCUMENTI DI RIFERIMENTO | 9 |
| 3.1 | NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI..... | 9 |
| 4 | ANALISI STRUTTURALE | 10 |
| 4.1 | CODICI DI CALCOLO | 10 |
| 4.1.1 | Descrizione del programma | 10 |
| 4.1.2 | Sistemi di riferimento | 13 |
| 4.1.3 | Affidabilità dei codici di calcolo..... | 14 |
| 4.1.4 | Modalità di presentazione dei risultati | 14 |
| 4.1.5 | Informazioni generali sull'elaborazione | 14 |
| 4.1.6 | Giudizio motivato di accettabilità dei risultati | 14 |
| 4.2 | MODELLO DI CALCOLO..... | 15 |
| 4.3 | SEZIONI MISTE ACCIAIO-CLS..... | 18 |
| 4.4 | LARGHEZZA COLLABORANTE DELLA SOLETTA..... | 20 |
| 4.5 | CARATTERISTICHE INERZIALI DEGLI ELEMENTI PRINCIPALI DEL MODELLO | 22 |
| 5 | ANALISI DEI CARICHI..... | 25 |
| 5.1 | CARICHI ELEMENTARI..... | 25 |
| 5.1.1 | Peso proprio della struttura g1 | 25 |
| 5.1.2 | Carichi permanenti portati g2..... | 25 |
| 5.1.3 | Cedimento differenziale di pile e spalle (ε1)..... | 26 |
| 5.1.4 | Ritiro (ε2) e viscosità (ε3)..... | 26 |
| 5.1.5 | Carichi mobili q1 | 27 |
| 5.1.6 | Incremento dinamico q2..... | 33 |
| 5.1.7 | Forza di frenatura q3 | 33 |
| 5.1.8 | Forza centrifuga q4 | 34 |
| 5.1.9 | Azione del vento q5 | 34 |
| 5.1.10 | Azioni idrodinamiche (q6)..... | 37 |
| 5.1.11 | Variazioni termiche (q7)..... | 37 |
| 5.1.12 | Azioni parassite per attrito degli apparecchi d'appoggio (q8) | 38 |
| 5.1.13 | Azioni eccezionali (q9) | 38 |
| 5.1.14 | Azione sismica sull'insieme impalcato/pile (q10)..... | 38 |
| 5.2 | COMBINAZIONI DEI CARICHI ELEMENTARI..... | 45 |
| 6 | DIAGRAMMI DELLE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA..... | 47 |
| 7 | DIAGRAMMI DELLE DEFORMAZIONI | 54 |
| 8 | CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE..... | 57 |
| 8.1 | CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN MISTE ACCIAIO CALCESTRUZZO | 57 |
| 9 | VERIFICHE ELEMENTI PRINCIPALI | 58 |
| 9.1 | VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE (TRAVI PRINCIPALI) | 58 |
| 9.2 | ROMPITRATTA..... | 61 |
| 9.4 | VERIFICHE DI STABILITÀ..... | 64 |
| 9.4.1 | Stabilità dei pannelli d'anima (imbozzamento)..... | 64 |
| 9.4.2 | Stabilità delle piattabande (verifica globale, flessotorsionale)..... | 75 |
| 9.4.3 | Stabilità degli irrigidimenti trasversali in corrispondenza degli appoggi | 76 |

| | | |
|----------|---|------------|
| 9.5 | VERIFICHE A FATICA..... | 78 |
| 9.6 | VERIFICA AGLI STATI LIMITE D’ESERCIZIO DELLA SOLETTA IN DIREZIONE LONGITUDINALE | 80 |
| 10 | VERIFICHE ELEMENTI SECONDARI..... | 81 |
| 10.1 | VERIFICHE DEI CONNETTORI ACCIAIO CALCESTRUZZO (PIOLI)..... | 81 |
| 10.2 | VERIFICHE DEI GIUNTI SALDATI TRAVI PRINCIPALI..... | 84 |
| 10.3 | VERIFICHE DEI DIAFRAMMI E DEI GIUNTI BULLONATI..... | 85 |
| 10.3.1 | Diaframma intermedio “reticolare”..... | 86 |
| 10.3.3 | Diaframma d’appoggio trave “AD ANIMA PIENA”..... | 94 |
| 10.4 | VERIFICHE PER LA SOSTITUZIONE DEGLI APPARECCHI D’APPOGGIO..... | 98 |
| 10.5 | VERIFICHE DEI GIUNTI SALDATI DIAFRAMMI..... | 105 |
| 10.6 | VERIFICHE DEGLI IRRIGIDIMENTI LONGITUDINALI E TRASVERSALI..... | 106 |
| 10.7 | VERIFICHE DELLE ASTE DEI CONTROVENTI..... | 108 |
| 11 | ESCURSIONI APPARECCHI DI APPOGGIO E GIUNTI..... | 109 |
| 12 | SCARICHI APPOGGI..... | 113 |
| 13 | CONTROFRECCIA COSTRUTTIVA..... | 117 |
| 14 | DIMENSIONAMENTO DEI BAGGIOLI..... | 123 |
| 15 | GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA’ DEI RISULTATI..... | 125 |
| | SOLETTA..... | 129 |
| 16 | SOLETTA (DIREZIONE TRASVERSALE)..... | 130 |
| 16.1 | FASI COSTRUTTIVE E DI GETTO..... | 130 |
| 16.2 | COMBINAZIONI DI CARICO..... | 132 |
| 16.3 | CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE..... | 132 |
| 16.3.1 | Criteri di verifica delle sezioni in c.a..... | 132 |
| 16.3.2 | Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-pressoflessione..... | 132 |
| 16.3.3 | Verifica agli stati limite ultimi a taglio..... | 132 |
| 16.3.4 | Verifica agli stati limite d’esercizio..... | 133 |
| 16.3.4.1 | Stato limite delle tensioni..... | 134 |
| 16.3.4.2 | Stato limite di fessurazione..... | 134 |
| 16.3.4.3 | Stato limite di fatica..... | 134 |
| 16.4 | VERIFICA IN 1°FASE..... | 137 |
| 16.4.1 | Dati geometrici..... | 137 |
| 16.4.2 | Rigidezza flessionale della lastra..... | 137 |
| 16.4.3 | Dati di carico..... | 138 |
| 16.4.4 | Sezioni di verifica..... | 138 |
| 16.4.5 | Verifica dello stato tensionale..... | 139 |
| 16.4.6 | Sovrapposizione degli effetti (1+2+3 step)..... | 145 |
| 16.4.7 | Verifica a fessurazione..... | 146 |
| 16.5 | VERIFICA IN 2° FASE (SEZIONE CORRENTE)..... | 147 |
| 16.5.1 | Sbalzo lato cordolo..... | 147 |
| 16.5.1.1 | Carichi permanenti portati..... | 147 |
| 16.5.1.2 | Sovraccarichi..... | 147 |
| 16.5.1.3 | Momento dovuto all’urto di un veicolo in svio..... | 149 |
| 16.5.1.4 | Riepilogo sollecitazioni..... | 149 |
| 16.5.1.5 | Verifica dello stato tensionale..... | 149 |
| 16.5.1.6 | Sovrapposizione degli effetti (1 fase+2 fase)..... | 149 |
| 16.5.1.7 | Verifica a fessurazione..... | 150 |
| 16.5.1.8 | Verifica a fatica..... | 150 |
| 16.5.1.9 | Verifica dello stato limite ultimo..... | 151 |

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

| | | |
|-----------|--|-----|
| 16.5.1.10 | Verifica a taglio | 152 |
| 16.5.2 | Campata..... | 153 |
| 16.5.2.1 | Carichi permanenti | 153 |
| 16.5.2.2 | Sovraccarichi..... | 153 |
| 16.5.2.3 | Riepilogo sollecitazioni mezzeria impalcato..... | 157 |
| 16.5.2.4 | Mezzeria impalcato - Verifica dello stato tensionale | 157 |
| 16.5.2.5 | Mezzeria impalcato - Sovrapposizione degli effetti (1 fase + 2 fase) | 158 |
| 16.5.2.6 | Mezzeria impalcato - Verifica a fessurazione..... | 158 |
| 16.5.2.7 | Mezzeria impalcato - Verifica a fatica | 159 |
| 16.5.2.8 | Mezzeria impalcato - Verifica dello stato limite ultimo | 161 |
| 16.5.2.9 | Mezzeria soletta - Verifica a taglio..... | 162 |
| 16.6 | VERIFICA IN 2° FASE (SEZIONE DI GIUNTO) | 163 |
| 16.6.1 | Sbalzo lato cordolo | 163 |
| 16.6.1.1 | Carichi permanenti portati | 163 |
| 16.6.1.2 | Sovraccarichi..... | 163 |
| 16.6.1.3 | Momento dovuto all'urto di un veicolo in svio | 165 |
| 16.6.1.4 | Riepilogo sollecitazioni..... | 165 |
| 16.6.1.5 | Verifica dello stato tensionale | 165 |
| 16.6.1.6 | Sovrapposizione degli effetti (1 fase+2 fase) | 165 |
| 16.6.1.7 | Verifica a fessurazione | 166 |
| 16.6.1.8 | Verifica a fatica | 166 |
| 16.6.1.9 | Verifica dello stato limite ultimo..... | 167 |
| 16.6.1.10 | Verifica a taglio | 168 |
| 16.6.2 | Campata..... | 169 |
| 16.6.2.1 | Carichi permanenti | 169 |
| 16.6.2.2 | Sovraccarichi..... | 169 |
| 16.6.2.3 | Riepilogo sollecitazioni mezzeria impalcato..... | 173 |
| 16.6.2.4 | Mezzeria impalcato - Verifica dello stato tensionale | 173 |
| 16.6.2.5 | Mezzeria impalcato - Sovrapposizione degli effetti (1 fase + 2 fase) | 174 |
| 16.6.2.6 | Mezzeria impalcato - Verifica a fessurazione..... | 174 |
| 16.6.2.7 | Mezzeria impalcato - Verifica a fatica | 175 |
| 16.6.2.8 | Mezzeria impalcato - Verifica dello stato limite ultimo | 177 |
| 16.6.2.9 | Mezzeria soletta - Verifica a taglio..... | 178 |

1 INTRODUZIONE

1.1 OGGETTO

La presente relazione riporta i calcoli, e le relative verifiche, dell'impalcato del Viadotto n. 1. L'opera in esame è prevista nell'ambito dell'adeguamento della SS87 in direzione di Campobasso per un'estesa di circa 3.400 m in comune di Campolieto. Il viadotto in oggetto è realizzato in sistema misto acciaio-calcestruzzo con schema statico a travata continua con 4 campate di luce di 32.5+45+45+32.5 m. La lunghezza complessiva del viadotto, misurata in asse appoggi spalle, è pari a circa 155 m. I carichi agenti sulle strutture sono stati valutati con riferimento al caso di "ponti di prima categoria" secondo la normativa vigente in materia di ponti stradali. Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, secondo quanto previsto dal D.M. 17-01-2018.

Con riferimento alla destinazione d'uso della costruzione e alla modalità d'impiego, la struttura in oggetto viene considerata appartenente al tipo di costruzione 2: "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale", per le quali è prevista una vita nominale $V_N = 50$ anni.

La classe d'uso dell'opera si pone al tipo IV: "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità"; da cui discende che il periodo di riferimento per l'azione sismica è $V_R = V_N \times C_U = 100$ anni.

1.2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

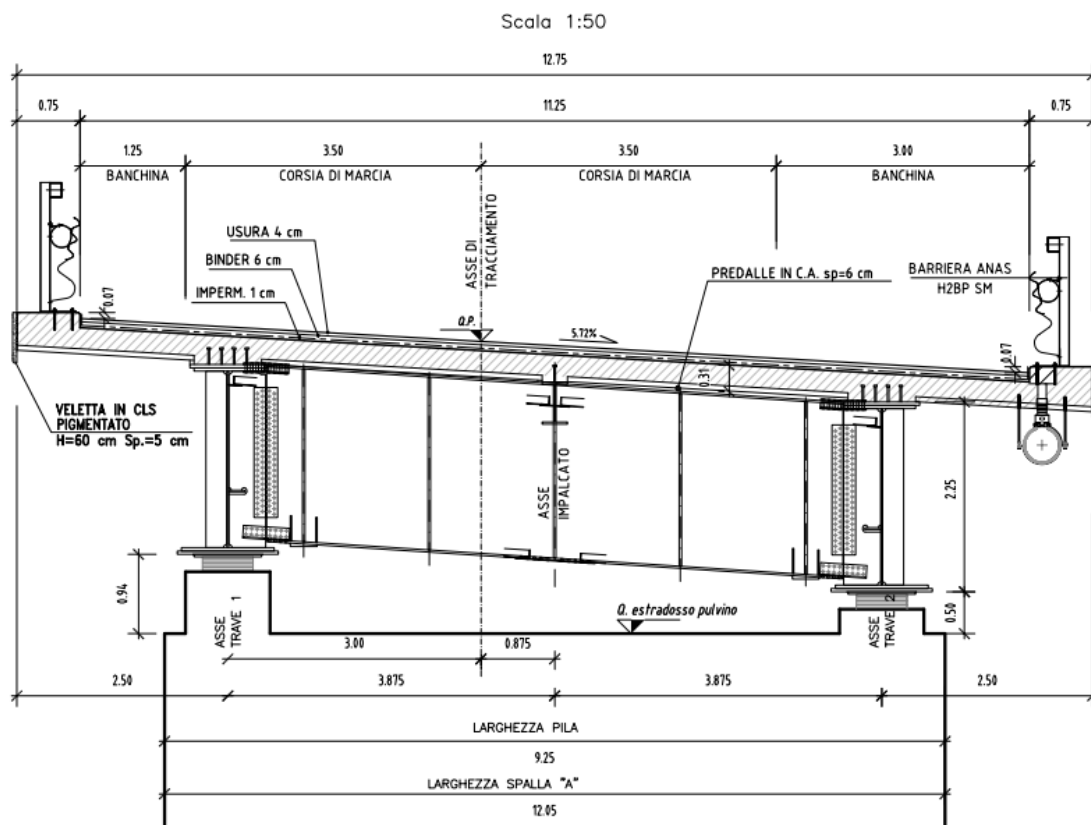
La sezione trasversale dell'impalcato prevede due travi principali in acciaio a doppio T di altezza 2.25m e una trave centrale rompitratta HEB500 ; le travi principali sono collegate trasversalmente principalmente da traversi di tipo reticolare con aste costituite da profilati ad L opportunamente accoppiati con imbottiture. Sulle spalle sono previsti traversi ad anima piena a doppio T.

L'altezza della soletta è costante e pari a 31 cm, di cui 6 cm sono costituiti da predalles autoportanti e i restanti gettati in opera. La geometria della sezione prevede una dimensione costante degli sbalzi laterali di soletta (2.50 m) ed un interasse fra le travi costante pari a 3.875 m.

La larghezza complessiva dell'impalcato è di 12.75 m, di cui 11.25 costituiscono la piattaforma stradale ed i restanti gli elementi marginali di larghezza pari a 0.75 m in destra e 0.75 m in sinistra.

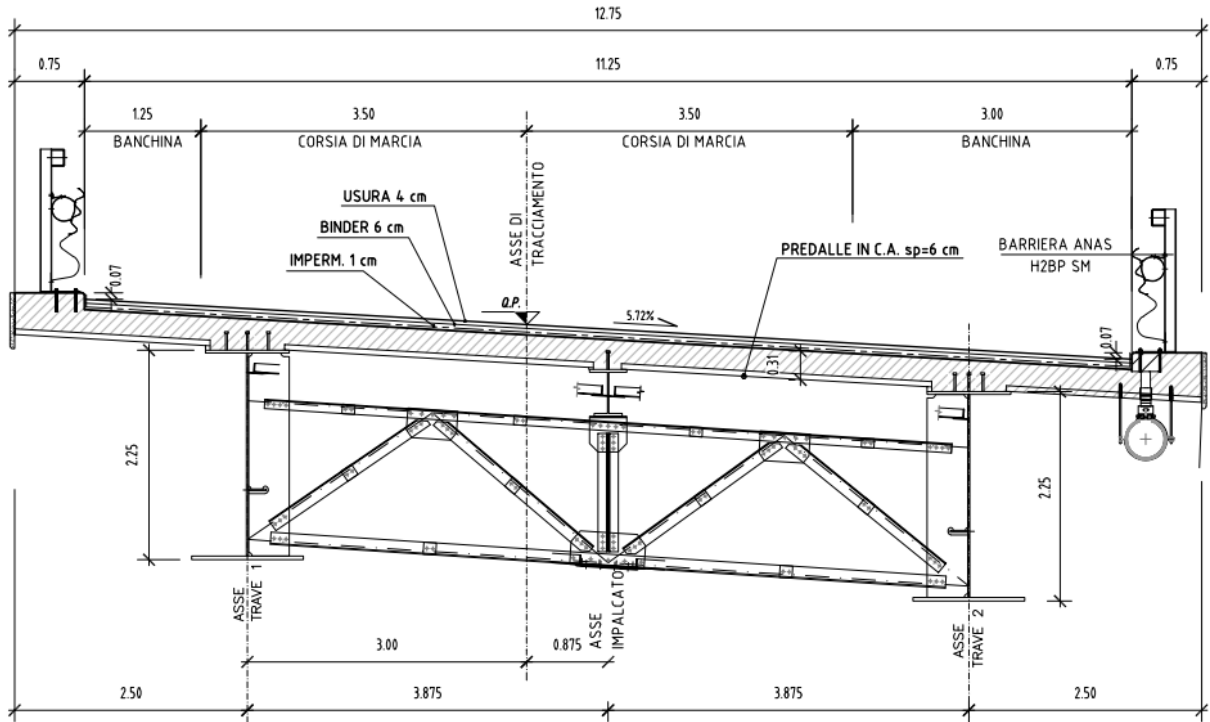
Completano l'impalcato le finiture, la pavimentazione di spessore di 11 cm, le velette laterali in cls e le barriere di sicurezza.

SEZIONE IN ASSE APPOGGIO



SEZIONE IN CAMPATA

Scala 1:50



2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano qui di seguito le caratteristiche prestazionali dei materiali che saranno impiegati per la realizzazione delle opere provvisorie di imbocco, secondo la normativa in vigore e con riferimento al metodo di calcolo agli stati limite.

Calcestruzzo per soletta gettata in opera e predalles:

| | |
|---|---------------------------------------|
| Tipo (secondo UNI EN 206-1): | C35/45 |
| Resistenza cubica caratteristica (t=28 gg): | $f_{ck, cube} \geq 45 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza cilindrica caratteristica (t=28 gg): | $f_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$ |
| Modulo elastico secante: | $E_{cm} = 34.625 \text{ N/mm}^2$ |
| Classe di consistenza: | S4-S5 |
| Rapporto massimo acqua / cemento | $A/C \leq 0.45$ |
| Diametro massimo inerti: | 20 mm |
| Classe di esposizione ambientale: | XC4 |
| Copriferro minimo getti in opera | 40 mm |
| Copriferro minimo predalles | 25 mm |

Calcestruzzo per Baggioli:

| | |
|---|---------------------------------------|
| Tipo (secondo UNI EN 206-1): | C32/40 |
| Resistenza cubica caratteristica (t=28 gg): | $f_{ck, cube} \geq 40 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza cilindrica caratteristica (t=28 gg): | $f_{ck} \geq 32 \text{ N/mm}^2$ |
| Modulo elastico secante: | $E_{cm} = 33.642 \text{ N/mm}^2$ |
| Classe di consistenza: | S5 |
| Rapporto massimo acqua / cemento | $A/C \leq 0.50$ |
| Diametro massimo inerti: | 30 mm |
| Classe di esposizione ambientale: | XC4 |
| Copriferro minimo getti in opera | 45 mm |

La scelta del copriferro minimo di progetto c_{min} dei getti in opera inteso come lo spessore minimo del ricoprimento dello strato di calcestruzzo a protezione dei ferri d'armatura è stata determinata in base a quanto indicato nella circolare Esplicativa, tenendo conto della classe di esposizione ambientale e della classe del Calcestruzzo prevista.

Nello specifico, tenendo conto della classe di esposizione ambientale desunta dalle analisi specifiche condotte nei riguardi dell'attacco chimico, che hanno evidenziato una Classe di Esposizione XC4 e pertanto Condizioni Ambientali "Aggressive".

In relazione a quanto riportato in tabella 4.1.III del DM 17.01.18 e in tabelle C4.1.IV della circolare applicativa, per le classi di calcestruzzo previste è prescritto un copriferro minimo $c_{min} \geq 30 \text{ mm}$. A tale valore va aggiunta una tolleranza di posa di 10 mm.

In definitiva ai fini progettuali si è assunto $c=(30+10)=40 \text{ mm}$ per le fondazioni così come riportato all'interno della tabella materiali (C35/45 - barre da c.a. con elementi a piastra).

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

| CONDIZIONI AMBIENTALI | CLASSE DI ESPOSIZIONE |
|-----------------------|-----------------------------------|
| Ordinarie | X0, XC1, XC2, XC3, XF1 |
| Aggressive | XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3 |
| Molto aggressive | XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4 |

Tab 4.1.III – DM 17.01.18

Tabella C4.1.IV - Copriferrì minimi in mm

| C _{min} | C _o | ambiente | barre da c.a. elementi a piastra | | barre da c.a. altri elementi | | cavi da c.a.p. elementi a piastra | | cavi da c.a.p. altri elementi | |
|------------------|----------------|------------|-------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|----------------------------------|---------------------------------------|
| | | | C ≥ C _o | C _{min} < C < C _o | C ≥ C _o | C _{min} < C < C _o | C ≥ C _o | C _{min} < C < C _o | C ≥ C _o | C _{min} < C < C _o |
| C25/30 | C35/45 | ordinario | 15 | 20 | 20 | 25 | 25 | 30 | 30 | 35 |
| C30/37 | C40/50 | aggressivo | 25 | 30 | 30 | 35 | 35 | 40 | 40 | 45 |
| C35/45 | C45/55 | molto ag. | 35 | 40 | 40 | 45 | 45 | 50 | 50 | 50 |

Tab C4.1.IV – Circolare n° 7/19

Acciaio per cemento armato

Tipo: B 450 C

Tensione caratteristica di rottura a trazione:

$$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$$

Tensione caratteristica di snervamento:

$$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$$

Tensione ammissibile:

$$\sigma_{amm} = 260 \text{ N/mm}^2$$

Tensione di calcolo ($\gamma=1.15$):

$$f_{yd} = 450 / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2$$

Modulo elastico:

$$E = 210'000 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio per carpenteria metallica

I profili metallici e il piastrame sono realizzati con l'impiego di acciaio strutturale per carpenteria nelle qualità sotto indicate, in accordo con la norma UNI EN 10025.

- Lamiere per piattabande, anime, irrigidimenti ed elementi saldati Secondo UNI EN 10025 Acciaio S355J2

| | | |
|-------------------|---------|--|
| t ≤ | 40 | mm (spessore lamiera) |
| f _{tk} = | 510 | N/mm ² resistenza caratteristica alla rottura |
| f _{yk} = | 355 | N/mm ² resistenza caratteristica allo snervamento |
| g ₀ = | 1.05 | coeff. di sicurezza per resistenza |
| g ₁ = | 1.10 | coeff. di sicurezza per instabilità |
| g ₂ = | 1.25 | coeff. di sicurezza per frattura |
| g _f = | 1.35 | coeff. di sicurezza per fatica |
| f _{yd} = | 338.1 | N/mm ² resistenza sezioni agli SLU |
| f _{yd} = | 322.7 | N/mm ² resistenza instabilità agli SLU |
| E _s = | 210 000 | N/mm ² Modulo Elastico |
| n = | 0.300 | coefficiente di Poisson |
| G = | 80 769 | N/mm ² Modulo di Taglio |

- Profili commerciali ed elementi non saldati
Secondo UNI EN 10025
Acciaio S355J0

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

- Bulloni di carpenteria metallica

Secondo UNI EN 14399-1

Viti classe 10.9.

| | | | |
|-------|---------|------------------------------------|--|
| ftb = | 1 000 | N/mm ² | resistenza caratteristica alla rottura |
| fyb = | 900 | N/mm ² | resistenza caratteristica allo snervamento |
| Es = | 200 000 | N/mm ² | |
| g2= | 1.25 | coeff. di sicurezza per resistenza | |

- Saldature

| | | |
|----------------------|---|--|
| t <= | 40 | mm (spessore lamiera) |
| ftk = | 510 | N/mm ² resistenza caratteristica alla rottura |
| fyk = | 355 | N/mm ² resistenza caratteristica allo snervamento |
| g2= | 1.25 | coeff. di sicurezza per resistenza |
| β = | 0.90 | coeff. di sicurezza per resistenza |
| f _v w,d = | N/mm ² resistenza a taglio di calcolo agli SLU | |

- Connettori a piolo

f_{tb} = 450 N/mm² resistenza caratteristica alla rottura

f_{yb} = 350 N/mm² resistenza caratteristica allo snervamento

g₂=1.25 coeff. di sicurezza per resistenza

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI

La redazione della presente relazione è stata condotta nel rispetto della normativa in vigore, in particolare:

- D. Min. Infrastrutture 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7: Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018;
- CNR 10011/97, "Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione";
- CNR 10016/2000, "Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni";
- CNR 10018/1999, "Apparecchi d'appoggio per le costruzioni – Istruzioni per l'impiego";
- CNR 10030/93, "Anime irrigidite di travi a parete piena";
- UNI EN 1991-1-5:2004 "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche";
- UNI EN 1992-1-1:2005, "Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - parte 1 - Regole generali e regole per edifici";
- UNI EN 1993-1-1:2005, "Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN 1993-1-5:2007, "Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra";
- UNI EN 1994-2:2006, "Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti";
- UNI EN 1998-2:2006, "Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti";
- Model Code 1990, CEB-FIP;
- Capitolato ANAS: "Norme tecniche per l'esecuzione del contratto", 2018.

4 ANALISI STRUTTURALE

L'analisi strutturale dell'impalcato in oggetto è condotta per le azioni statiche e sismiche illustrate nei paragrafi precedenti. Il seguente paragrafo descrive i metodi di analisi adottati, i codici di calcolo automatico per il calcolo e la verifica delle strutture ed il modello agli elementi finiti utilizzato per la valutazione delle sollecitazioni.

La ricerca dei parametri di sollecitazione è fatta secondo le disposizioni di carico più gravose, avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale.

4.1 CODICI DI CALCOLO

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture sono di sicura ed accertata validità e sono impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

Per i calcoli e le modellazioni di cui alla presente relazione sono impiegati i codici di calcolo brevemente descritti di seguito.

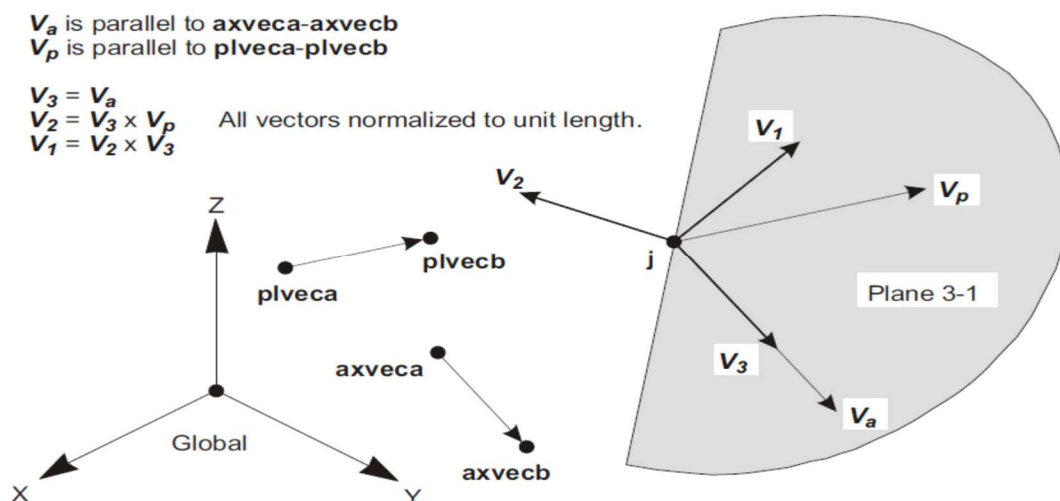
- SAP2000, prodotto dalla "CSI Computer and Structures Inc." – Berkeley (CA) – USA ;
Codice di calcolo F.E.M. (Finite Element Method) capace di gestire il calcolo e le verifiche delle strutture miste acciaio-calcestruzzo durante tutte le fasi realizzative.

4.1.1 Descrizione del programma

Il programma è un solutore agli E.F. (Elementi Finiti) capace di modellare strutture di forma qualunque, comunque caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare e non.

Sono disponibili i seguenti tipi di oggetto elencati in ordine di dimensione geometrica:

- "Point":
 - comune oggetti: sono automaticamente creati in angoli o estremità di tutti gli altri tipi di oggetti, e possono essere aggiunti in modo esplicito
 - collegamento a terra: sono utilizzate per modellare il comportamento di un sostegno speciale ad esempio isolatori, smorzatori, gap, molle multi-lineari
 - il sistema di riferimento per determinare l'orientamento di un elemento punto è:



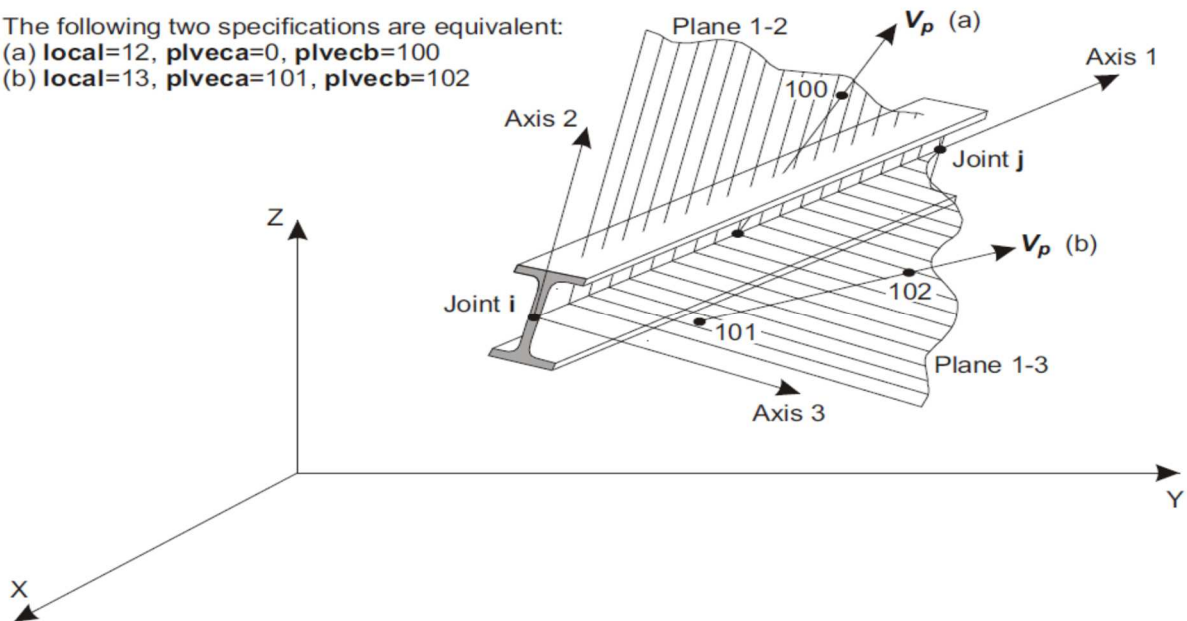
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

- "Line":
 - frame/cable/tendon: sono utilizzate per modellare le travi, colonne, braces, trusses, cavi e tiranti
 - collegamento tra oggetti: sono utilizzate per modellare il comportamento di un membro speciali ad esempio isolatori, smorzatori, gap, molle multi-lineari. A differenza degli oggetti o frame/cable/tendon, questi oggetti possono avere lunghezza zero.
 - il sistema di riferimento per determinare l'orientamento di un elemento linea è:

The following two specifications are equivalent:

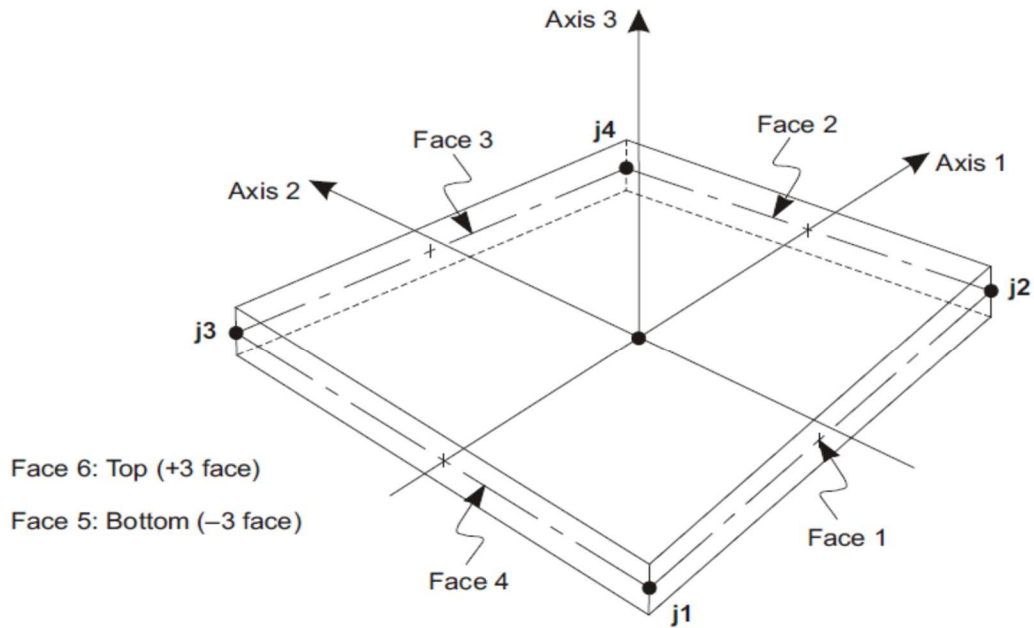
(a) **local=12, plveca=0, plvecb=100**

(b) **local=13, plveca=101, plvecb=102**

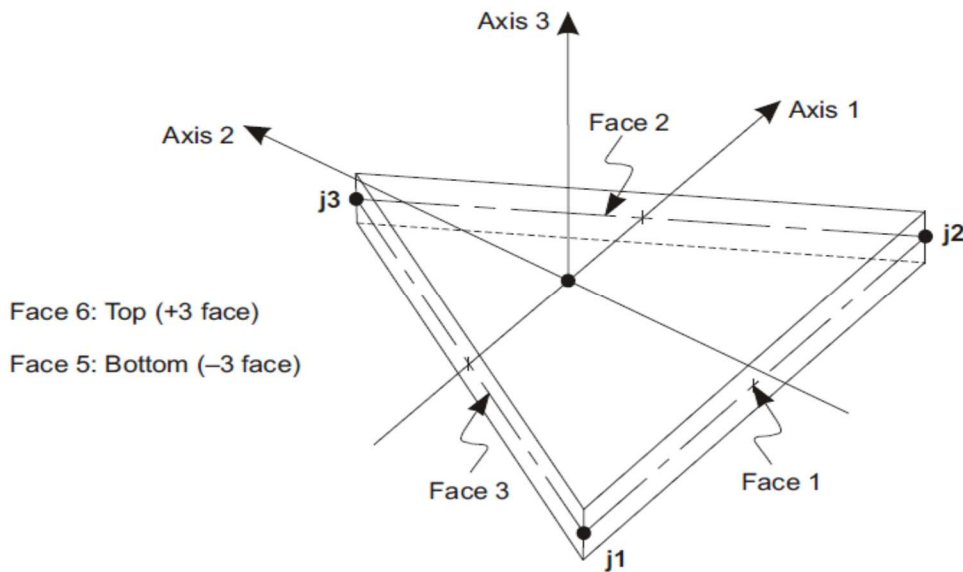


- "Area": vengono utilizzate per modellare le pareti, pavimenti e altri membri dotati di spessore, nonché solidi bidimensionali (plane stress, plane strain, and axisymmetric solids). Il sistema di riferimento per determinare l'orientamento di un elemento area è:

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO



Four-node Quadrilateral Shell Element



Three-node Triangular Shell Element

- **"Solid"**: sono utilizzate per la modellazione tridimensionale solida

Il programma SAP2000 permette di svolgere analisi atte a definire la risposta in conseguenza dell'applicazione di carichi mobili, analisi del dominio di frequenza (sia steady-state che power-spectral-density), del dominio del tempo e analisi di instabilità.

Mediante il programma si possono implementare nel modello di calcolo elementi a comportamento particolare quali:

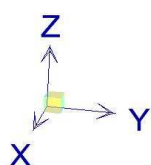
- non linear link element (gaps, hooks, isolators, dampers, and multi-linear plasticity)
- a multi-linear plastic hinge
- catenary cable element
- nonlinear shell element

Il programma SAP2000 permette inoltre di condurre analisi tipo non lineare statica , analisi tipo pushover e analisi non lineari tipo time-history mediante l'utilizzo di analisi modale o integrazione diretta. software contempla la presenza di elementi bidimensionali (piani - shell) in grado di rappresentare sia il comportamento di lastra (effetti flessionali) quanto quello di membrana (sforzi di compressione e trazione), ed elementi tipo trave (beam).

4.1.2 Sistemi di riferimento

Il sistema di riferimento nei modelli di calcolo viene assunto con origine coincidente con lo spigolo sinistro basso della struttura schematizzata.

La disposizione degli assi segue la "regola della mano destra":

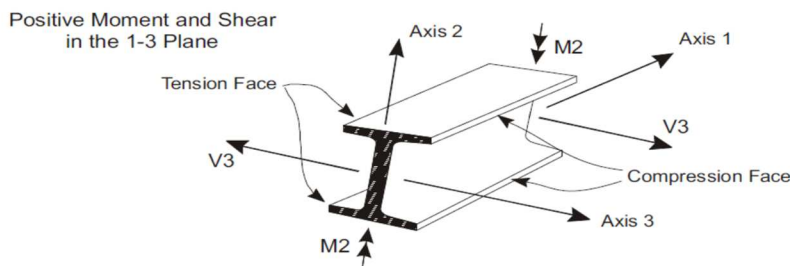
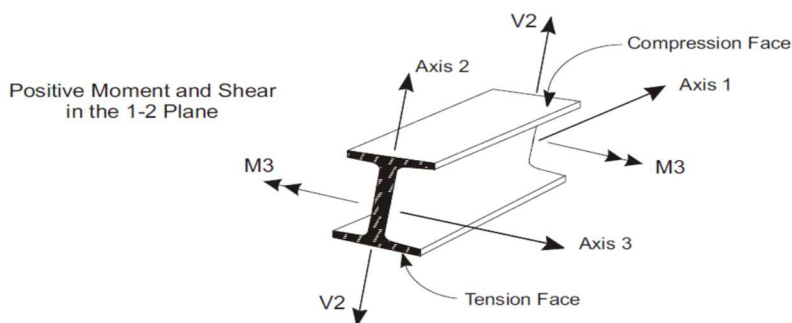
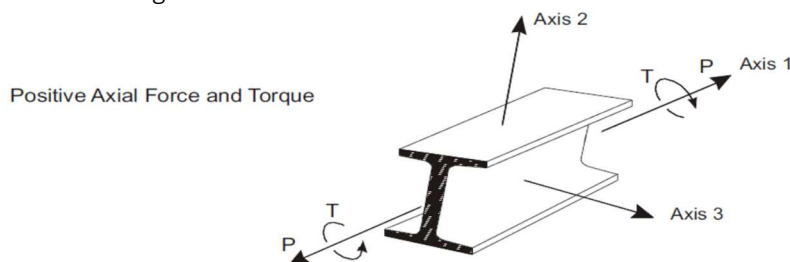


l'asse X è diretto secondo l'asse longitudinale della struttura;

l'asse Y è diretto secondo l'asse trasversale della struttura;

l'asse Z è diretto verso l'alto, positivo verso l'alto.

Si definiscono positive le azioni e sollecitazioni secondo la convenzione riportata nella figura successiva.



4.1.3 Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

4.1.4 Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

4.1.5 Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

4.1.6 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. In base a quanto sopra, si asserisce che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili (si veda cap. 15).

4.2 MODELLO DI CALCOLO

Il modello schematizza la struttura attraverso un grigliato di travi (fig. 4.1 e 4.2). Esse sono tra loro collegate da elementi trasversali di rigidità e configurazione tale (fig. 4.3) da essere rappresentativi dei ritegni torsionali realmente presenti sulla struttura (diaframmi e soletta). I diaframmi in corrispondenza delle pile e spalle sono pieni a sezione a doppio "T". I diaframmi intermedi tra le pile sono reticolari e sono stati applicati degli svincoli flessionali agli elementi diagonali e correnti superiore ed inferiori, essi, cioè, non sono in grado di trasmettere la caratteristica di momento flettente nel piano verticale. La soletta è schematizzata con elementi "beam" di larghezza unitaria e altezza pari allo spessore della soletta (31 cm).

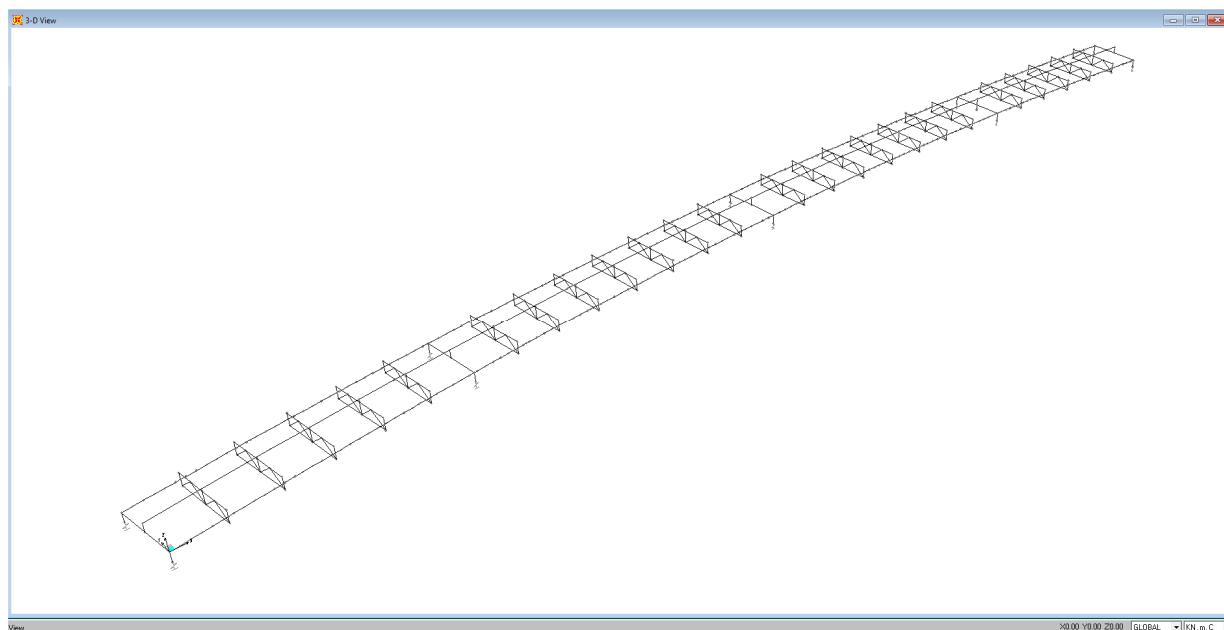


Figura 4-1 – vista assometrica del modello per il viadotto senza la soletta non collaborante

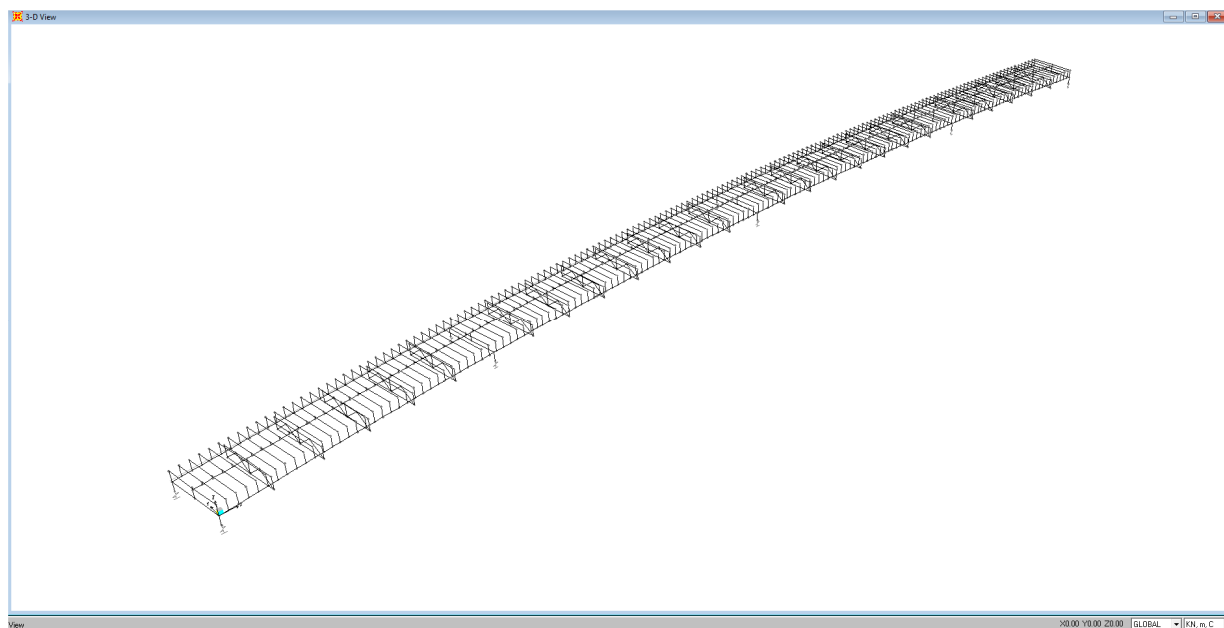


Figura 4-2 – vista assometrica del modello per il viadotto con la soletta collaborante

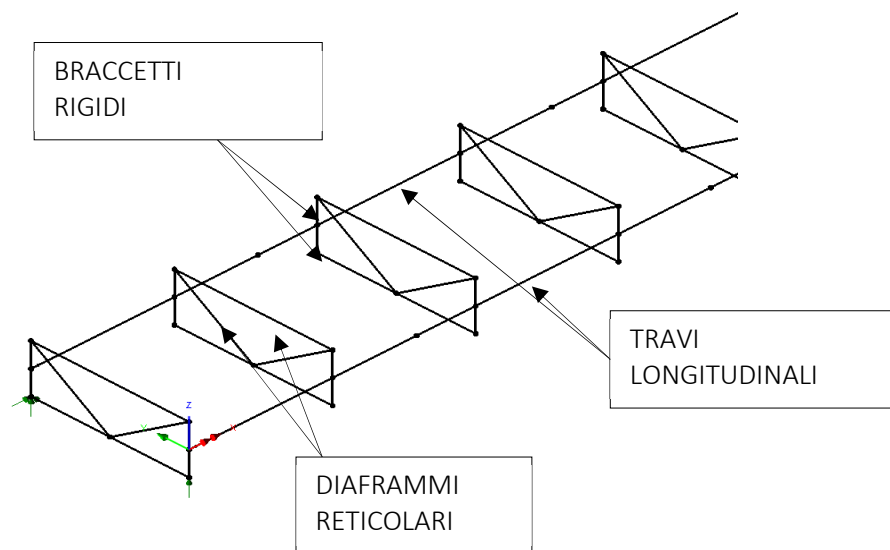


Figura 4-3 – vista assonometrica dei diaframmi

Nelle sezioni in corrispondenza degli appoggi sono stati utilizzati degli elementi rigidi opportunamente svincolati, per rappresentare la presenza degli apparecchi d'appoggio. Essi a loro volta sono collegati attraverso dei 'bracci rigidi' all'estradosso del pulvino.

Per effettuare tutte le analisi previste sono stati realizzati tre modelli aventi le caratteristiche meccaniche variabili in ragione delle varie fasi considerate:

- fase di costruzione con caratteristiche meccaniche dei soli conci in acciaio. Considera il peso proprio della struttura metallica, delle lastre prefabbricate e del getto della soletta che, in questa fase, è ancora meccanicamente non reagente. La struttura d'impalcato è dunque sottoposta al peso proprio della carpenteria metallica e al carico distribuito della soletta di calcestruzzo. Quest'ultimo è ripartito fra le travi componenti l'impalcato in egual misura.
- fase a tempo T_0 con caratteristiche meccaniche della trave in acciaio e della soletta in c.a. omogeneizzata in acciaio con $n = E_{acc}/E_{cls} = 6.06$. Si considerano i carichi permanenti non strutturali applicati all'impalcato quali pavimentazione, cordoli, barriere, ecc. e variabili quali vento e carichi mobili.
- fase a tempo T_{∞} con caratteristiche meccaniche della trave in acciaio e della soletta in c.a. omogeneizzata in acciaio con $n = E_{acc}/E_{cls} = 13.55$ (azioni lente da carichi permanenti) e 14.12 (azioni lente da effetti primari e secondari da ritiro). Quest'ultimo è applicato al modello F.E.M. come una variazione equivalente alla deformazione del calcestruzzo per ritiro a tempo infinito.

Il riferimento globale è una terna cartesiana destrorsa con l'asse Z verticale e l'asse X orientato lungo le estremità del viadotto.

Il modello è stato realizzato ed analizzato con l'ausilio del programma SAP2000, con successiva elaborazione dei dati di output mediante l'utilizzo del foglio elettronico EXCEL© della Microsoft.

In ciascuno dei file di input sono presenti 10 gruppi di elementi:

1. Trave 1 omogeneizzata a rigidezza variabile
2. Trave 2 omogeneizzata a rigidezza variabile
3. Traversi (bracci rigidi, diagonali, correnti e soletta trasversale)
4. Appoggi (bracci rigidi, apparecchi d'appoggio)
5. Vincoli in direzione longitudinale
6. Vincoli in direzione trasversale
7. Vincoli in direzione verticali
8. Vincoli rotazionali intorno all'asse longitudinale
9. Vincoli rotazionali intorno all'asse trasversale
10. Vincoli rotazionali intorno all'asse verticale

Sono stati analizzati i seguenti modelli elementari:

M1_PP Peso proprio della sola trave in acciaio+ peso soletta (senza fasi di montaggio).

M2_T₀ (1) Carichi permanenti portati a tempo t₀
(2) Carico mobile viaggiante a tempo t₀
(3) Azione del vento a tempo t₀

M21_T₀ (1) variazione di temperatura uniforme a tempo t₀
(2) variazione di temperatura differenziale a tempo t₀

M3_T₀₀ (1) carichi permanenti portati a tempo t₀₀
(2) Cedimenti differenziali pile a tempo t₀₀

M31_T₀₀ (1) variazione di temperatura uniforme a tempo t₀₀
(2) Ritiro soletta a tempo t₀₀

Le sollecitazioni rappresentative del passaggio del carico mobile sono state ottenute attraverso opportune combinazioni del passaggio del suddetto carico mobile:

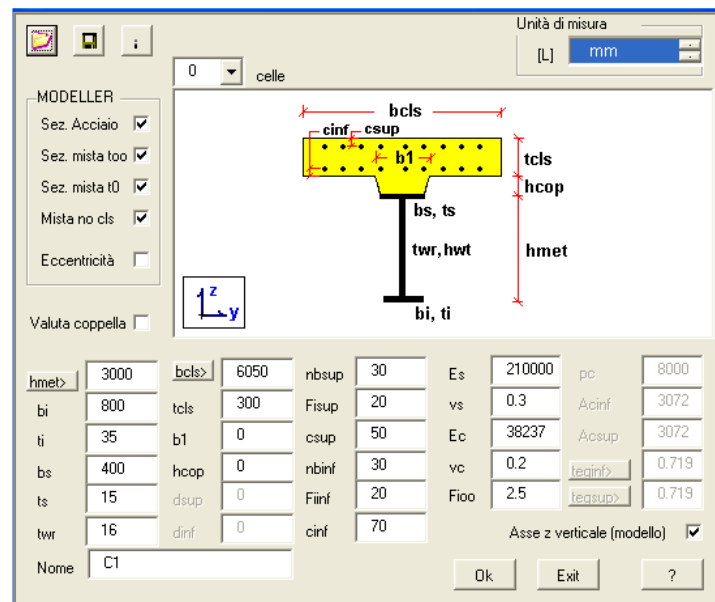
Per ottenere l'involuppo delle sollecitazioni del passaggio della colonna di carico Q₁, per ogni sollecitazione è stato considerato, quando sfavorevole, il corrispondente contributo a sinistra e/o a destra degli assi, più l'eventuale contributo relativo alle campate intere.

4.3 SEZIONI MISTE ACCIAIO-CLS

Le caratteristiche geometriche delle travi in acciaio unitamente alla larghezza collaborante calcolata al paragrafo successivo sono state utilizzate per il calcolo delle inerzie utilizzate nel modello di calcolo, riportate negli allegati alla presente relazione.

Le caratteristiche geometriche sono calcolate per:

- sezione di solo acciaio
- la sezione mista a tempo t_0
- la sezione mista a tempo t_{00}
- la sezione mista con calcestruzzo non resistente a trazione (per le zone soggette a momento negativo)



In cui:

- hmet** altezza delle travi di acciaio
bi, ti base e spessore delle piattabande inferiori delle travi di acciaio
bs, ts base e spessore delle piattabande superiori delle travi di acciaio
twr spessore delle anime (se inclinate è misurato perpendicolarmente ad esse)
- bcls, tcls** base e spessore della porzione di soletta collaborante; la soletta collaborante può essere calcolata cliccando sul bottone "bcls"
b1 base superiore della coppella; la base inferiore è assunta uguale alla base della piattabanda superiore della trave di acciaio.
- hcop** altezza della coppella
dsup, dinf interasse superiore ed inferiore fra le anime esterne dei cassoni

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

- nbsup, Fisup, csup** armatura superiore: numero di tondini, diametro e copriferro, misurato dall'estradosso della soletta al baricentro delle armature
- nbinf, Fiinf, cinf** armatura inferiore: numero di tondini, diametro e copriferro, misurato dall'intradosso della soletta al baricentro delle armature
- Es, vs, Ec, vc** moduli di Young e di Poisson dell'acciaio e del calcestruzzo. Sono solo utilizzati per la definizione dei coefficienti di omogeneizzazione e non per la definizione delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio e del calcestruzzo.
- Fi_∞** coefficiente di viscosità al tempo infinito per una messa in carico al tempo 0
- pc, Acsup, Acinf** passo dei controventi orizzontali e sezioni trasversali delle aste superiori ed inferiori
- teqsup, teqinf** spessori equivalenti di una lamiera piena; possono essere calcolati automaticamente con un click sui bottoni "teqsup" e "teqinf".
- Asse z verticale** indica la direzione dell'asse z verticale degli elementi finiti rispetto alla sezione trasversale processata dal wizard.

Nell'omogeneizzazione della sezione, ai fini del calcolo delle sollecitazioni sull'impalcato, si è considerato il contributo dello spessore della soletta e delle predalles.

I controventi, superiori lungo tutto lo sviluppo dell'impalcato ed inferiori solo in corrispondenza degli appoggi, vengono considerati solo ai fini del montaggio dell'impalcato.

4.4 LARGHEZZA COLLABORANTE DELLA SOLETTA

La larghezza della soletta collaborante può essere calcolata automaticamente con le formule del DM18. Nell'analisi globale della struttura, ossia per il calcolo delle sollecitazioni e delle deformazioni, si può assumere un valore costante della larghezza collaborante b_{eff} sull'intera lunghezza di ciascuna campata della trave, valutato nella mezzeria della campata per le travi appoggiate o continue ed all'incastro per le travi a mensola. Nelle verifiche delle sezioni trasversali si dovrebbero utilizzare valori delle larghezze collaboranti differenziati per le zone soggette a momento positivo o negativo, assumendo le lunghezze L_0 riportate in figura.

Il calcolo è effettuato in una delle seguenti ipotesi:

- | | |
|---------------------------------------|------------------------|
| 1) travi continue, campata di bordo | $L_0 = 0.85 L_1$ |
| 2) travi continue, campate intermedie | $L_0 = 0.7 L_2$ |
| 3) travi continue, appoggi | $L_0 = 0.25 (L_1+L_2)$ |
| 4) travi continue, sbalzi | $L_0 = 2 L_3$ |
| 5) trave semplicemente appoggiate | $L_0 = L_1$ |

Gli altri dati richiesti sono:

L_1, L_2, L_3 luci delle varie tipologie di campata
 bc larghezza impegnata direttamente dai connettori

$bsx \max, bdx \max$ metà interasse tra travi oppure distanza tra il bordo libero della soletta e l'asse della trave

Per il calcolo di b_{eff} si ha:

$$be_1 = be_2 = 1/8 L_0$$

$$b_{eff} = be_1 + be_2 + bc$$

Per gli appoggi di estremità la formula diviene:

$$b_{eff} = \beta_1 be_1 + \beta_2 be_2 + bc$$

dove $\beta_i = (0.55 + 0.025 L_0 / be_i) \leq 1$

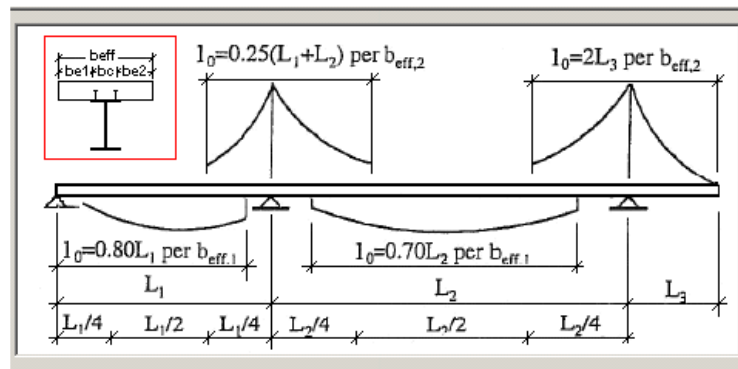


Tabella 4-1 – larghezza collaborante

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Per tener conto dell'influenza di fessurazioni del calcestruzzo nelle zone a momento negativo nel calcolo della rigidità dell'impalcato non vanno considerate le zone di soletta la cui tensione risultasse maggiore di $0.15f_{ck}$ (4.98MPa).

Più semplicemente si può tener conto della fessurazione trascurando il contributo del calcestruzzo alla rigidità dell'elemento per un tratto pari al 15% della luce delle campate da ciascun lato dell'appoggio intermedio.

| CONCI | LARGHEZZA COLLABORANTE SOLETTA [mm] |
|--------|-------------------------------------|
| C1_app | 3500 |
| C1 | 5900 |
| C2 | 5900 |
| C3 | 5071 |
| C4 | 6375 |
| C5 | 6375 |
| C6 | 6375 |
| C7 | 5071 |

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

4.5 CARATTERISTICHE INERZIALI DEGLI ELEMENTI PRINCIPALI DEL MODELLO

Di seguito si riportano le caratteristiche inerziali, calcolate con le modalità sopra descritte, per gli elementi trave (conci c1, c2,...c7), gli elementi trasversi (diaframmi pieni D1 e reticolari D2) e della soletta:

| | | acc | mista too | mista t0 | no_cls |
|----|------------------------|----------|-----------|----------|----------|
| c1 | A (m ²) | 0.0878 | 0.22889 | 0.401029 | 0.099462 |
| | Kt (m ⁴) | 2.45E-05 | 0.004516 | 0.01049 | 0.01049 |
| | Jxx(m ⁴) | 0.066221 | 0.193268 | 0.228283 | 0.090261 |
| | Jyy(m ⁴) | 0.002068 | 0.411346 | 0.910693 | 0.035896 |
| | WT_x (m ²) | 0.038324 | 0.043297 | 0.042716 | 0.041399 |
| | WT_y (m ²) | 0.038324 | 0.043297 | 0.042716 | 0.041399 |
| c2 | A (m ²) | 0.09504 | 0.23613 | 0.408269 | 0.106702 |
| | Kt (m ⁴) | 2.86E-05 | 0.00452 | 0.010494 | 0.010494 |
| | Jxx(m ⁴) | 0.077888 | 0.224421 | 0.267098 | 0.104573 |
| | Jyy(m ⁴) | 0.005291 | 0.414568 | 0.913915 | 0.039119 |
| | WT_x (m ²) | 0.031782 | 0.035802 | 0.035521 | 0.033944 |
| | WT_y (m ²) | 0.031782 | 0.035802 | 0.035521 | 0.033944 |
| c3 | A (m ²) | 0.1938 | 0.315115 | 0.463092 | 0.203853 |
| | Kt (m ⁴) | 0.00033 | 0.004191 | 0.009326 | 0.009326 |
| | Jxx(m ⁴) | 0.19268 | 0.333596 | 0.406221 | 0.210683 |
| | Jyy(m ⁴) | 0.011813 | 0.27187 | 0.589084 | 0.033363 |
| | WT_x (m ²) | 0.041551 | 0.044512 | 0.044836 | 0.042241 |
| | WT_y (m ²) | 0.041551 | 0.044512 | 0.044836 | 0.042241 |
| c4 | A (m ²) | 0.10288 | 0.295808 | 0.481806 | 0.15596 |
| | Kt (m ⁴) | 3.36E-05 | 0.004887 | 0.011341 | 0.011341 |
| | Jxx(m ⁴) | 0.092496 | 0.239703 | 0.273357 | 0.163873 |
| | Jyy(m ⁴) | 0.005717 | 0.659112 | 1.289034 | 0.185485 |
| | WT_x (m ²) | 0.032604 | 0.035346 | 0.035309 | 0.034769 |
| | WT_y (m ²) | 0.032604 | 0.035346 | 0.035309 | 0.034769 |
| c5 | A (m ²) | 0.09504 | 0.247756 | 0.433754 | 0.107908 |
| | Kt (m ⁴) | 2.86E-05 | 0.004882 | 0.011336 | 0.011336 |
| | Jxx(m ⁴) | 0.077888 | 0.22911 | 0.27063 | 0.107006 |
| | Jyy(m ⁴) | 0.005291 | 0.522497 | 1.15242 | 0.048871 |
| | WT_x (m ²) | 0.031782 | 0.035776 | 0.0355 | 0.034082 |
| | WT_y (m ²) | 0.031782 | 0.035776 | 0.0355 | 0.034082 |
| c6 | A (m ²) | 0.10288 | 0.295808 | 0.481806 | 0.15596 |
| | Kt (m ⁴) | 3.36E-05 | 0.004887 | 0.011341 | 0.011341 |
| | Jxx(m ⁴) | 0.092496 | 0.239703 | 0.273357 | 0.163873 |
| | Jyy(m ⁴) | 0.005717 | 0.659112 | 1.289034 | 0.185485 |
| | WT_x (m ²) | 0.032604 | 0.035346 | 0.035309 | 0.034769 |
| | WT_y (m ²) | 0.032604 | 0.035346 | 0.035309 | 0.034769 |
| c7 | A (m ²) | 0.16637 | 0.287685 | 0.435662 | 0.176423 |
| | Kt (m ⁴) | 0.000186 | 0.004048 | 0.009183 | 0.009183 |
| | Jxx(m ⁴) | 0.159788 | 0.30513 | 0.373566 | 0.179374 |
| | Jyy(m ⁴) | 0.00978 | 0.269837 | 0.587051 | 0.031331 |
| | WT_x (m ²) | 0.04133 | 0.044663 | 0.044802 | 0.04225 |
| | WT_y (m ²) | 0.04133 | 0.044663 | 0.044802 | 0.04225 |

In cui:

- acc** caratteristiche inerziali della sola trave in acciaio;
- mista t0** caratteristiche inerziali della sezione mista acciaio-cls a breve termine;
- mista too** caratteristiche inerziali della sezione mista acciaio-cls a lungo termine;
- no_cls** caratteristiche inerziali della sezione in acciaio e l'area delle armature longitudinale presenti in soletta

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Diaframma D1

I/Wide Flange Section

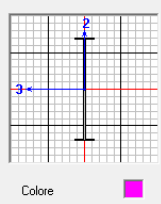
Nome Sezione D1

Note Sezione

Proprietà Modifica Proprietà Materiale

Dimensioni

| | |
|---------------------------|-------|
| Altezza totale (t3) | 2.095 |
| Larghezza ala sup (t2) | 0.4 |
| Spessore ala sup (tf) | 0.025 |
| Spessore anima (tw) | 0.025 |
| Larghezza ala inf (t2b) | 0.4 |
| Spessore ala inf (tfb) | 0.025 |



Colore

Dati Proprietà

Nome Sezione D1

Proprietà

| | | | |
|----------------------------|-----------|--------------------------|-----------|
| Area Sezione (Assiale) | 0.0711 | Modulo Resistenza asse 3 | 0.0375 |
| Costante di Torsione | 1.457E-05 | Modulo Resistenza asse 2 | 1.347E-03 |
| Momento Inerzia asse 3 | 0.0392 | Modulo Plastico asse 3 | 0.0468 |
| Momento Inerzia asse 2 | 2.693E-04 | Modulo Plastico asse 2 | 2.320E-03 |
| Area Taglio in direzione 2 | 0.0524 | Raggio d'Inerzia asse 3 | 0.7428 |
| Area Taglio in direzione 3 | 0.0167 | Raggio d'Inerzia asse 2 | 0.0615 |

Diaframma D2

Double Angle Section

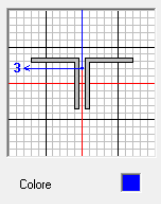
Nome Sezione CDR-INF_2x130x12

Note Sezione

Proprietà Modifica Proprietà Materiale

Dimensioni

| | |
|--------------------------------|-------|
| Altezza totale (t3) | 0.13 |
| Larghezza totale (t2) | 0.26 |
| Spessore lato orizzontale (tf) | 0.012 |
| Spessore lato verticale (tw) | 0.012 |
| Distanza dorso a dorso (dis) | 0.016 |



Colore

Dati Proprietà

Nome Sezione CDR-INF_2x130x12

Proprietà

| | | | |
|----------------------------|-----------|--------------------------|-----------|
| Area Sezione (Assiale) | 5.760E-03 | Modulo Resistenza asse 3 | 1.022E-04 |
| Costante di Torsione | 2.663E-07 | Modulo Resistenza asse 2 | 1.397E-04 |
| Momento Inerzia asse 3 | 9.404E-06 | Modulo Plastico asse 3 | 1.846E-04 |
| Momento Inerzia asse 2 | 1.816E-05 | Modulo Plastico asse 2 | 2.417E-04 |
| Area Taglio in direzione 2 | 3.120E-03 | Raggio d'Inerzia asse 3 | 0.0404 |
| Area Taglio in direzione 3 | 2.928E-03 | Raggio d'Inerzia asse 2 | 0.0562 |

Double Angle Section

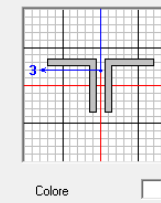
Nome Sezione COR-SUP_2x100x12

Note Sezione

Proprietà Modifica Proprietà Materiale

Dimensioni

| | |
|--------------------------------|-------|
| Altezza totale (t3) | 0.1 |
| Larghezza totale (t2) | 0.2 |
| Spessore lato orizzontale (tf) | 0.012 |
| Spessore lato verticale (tw) | 0.012 |
| Distanza dorso a dorso (dis) | 0.016 |



Colore

Dati Proprietà

Nome Sezione COR-SUP_2x100x12

Proprietà

| | | | |
|----------------------------|-----------|--------------------------|-----------|
| Area Sezione (Assiale) | 4.320E-03 | Modulo Resistenza asse 3 | 5.877E-05 |
| Costante di Torsione | 1.972E-07 | Modulo Resistenza asse 2 | 8.435E-05 |
| Momento Inerzia asse 3 | 4.088E-06 | Modulo Plastico asse 3 | 1.062E-04 |
| Momento Inerzia asse 2 | 8.435E-06 | Modulo Plastico asse 2 | 1.488E-04 |
| Area Taglio in direzione 2 | 2.400E-03 | Raggio d'Inerzia asse 3 | 0.0308 |
| Area Taglio in direzione 3 | 2.208E-03 | Raggio d'Inerzia asse 2 | 0.0442 |

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Double Angle Section

Nome Sezione:

Note Sezione:

Proprietà: Modifica Proprietà: Materiale:

Dimensioni:

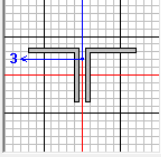
Altezza totale (t3):

Larghezza totale (t2):

Spessore lato orizzontale (tf):

Spessore lato verticale (tw):

Distanza dorso a dorso (dis):



Colore:

Dati Proprietà

Nome Sezione:

Proprietà:

| | | | |
|----------------------------|-----------|--------------------------|-----------|
| Area Sezione (Assiale) | 5.760E-03 | Modulo Resistenza asse 3 | 1.022E-04 |
| Costante di Torsione | 2.663E-07 | Modulo Resistenza asse 2 | 1.397E-04 |
| Momento Inerzia asse 3 | 9.404E-06 | Modulo Plastico asse 3 | 1.846E-04 |
| Momento Inerzia asse 2 | 1.816E-05 | Modulo Plastico asse 2 | 2.417E-04 |
| Area Taglio in direzione 2 | 3.120E-03 | Raggio d'Inerzia asse 3 | 0.0404 |
| Area Taglio in direzione 3 | 2.926E-03 | Raggio d'Inerzia asse 2 | 0.0562 |

Soletta

Rectangular Section

Nome Sezione:

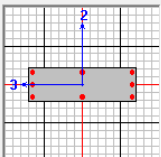
Note Sezione:

Proprietà: Modifica Proprietà: Materiale:

Dimensioni:

Altezza (t3):

Larghezza (t2):



Colore:

Dati Proprietà

Nome Sezione:

Proprietà:

| | | | |
|----------------------------|-----------|--------------------------|--------|
| Area Sezione (Assiale) | 0.31 | Modulo Resistenza asse 3 | 0.016 |
| Costante di Torsione | 7.992E-03 | Modulo Resistenza asse 2 | 0.0517 |
| Momento Inerzia asse 3 | 2.483E-03 | Modulo Plastico asse 3 | 0.024 |
| Momento Inerzia asse 2 | 0.0258 | Modulo Plastico asse 2 | 0.0775 |
| Area Taglio in direzione 2 | 0.2583 | Raggio d'Inerzia asse 3 | 0.0895 |
| Area Taglio in direzione 3 | 0.2583 | Raggio d'Inerzia asse 2 | 0.2887 |

5 ANALISI DEI CARICHI

Si riporta nel seguito una descrizione delle azioni agenti sulle strutture, considerate per il dimensionamento degli elementi all'oggetto.

5.1 CARICHI ELEMENTARI

Le azioni di progetto, in accordo con quanto prescritto da D.M. de 17/01/2018, vengono di seguito elencate:

- g1 = peso proprio della struttura;
- g2 = carichi permanenti portati;
- g3 = altri carichi permanenti;
- ε1 = distorsioni di progetto;
- ε2 = ritiro del calcestruzzo;
- ε3 = viscosità;
- q1 = carichi mobili;
- q2 = effetto dinamico dei carichi mobili;
- q3 = azioni longitudinali di frenamento;
- q4 = azione centrifuga;
- q5 = azione del vento;
- q6 = spinta idrodinamica;
- q7 = variazioni termiche;
- q8 = resistenze di attrito agli appoggi;
- q9 = azioni sui parapetti: urto di un veicolo in svio;
- q10 = azioni sismiche.

5.1.1 Peso proprio della struttura g1

Il peso proprio degli elementi strutturali (travi longitudinali, trasversi e soletta) è computato considerando un peso specifico pari a $\gamma_{cls} = 25.0$ kN/mc per il calcestruzzo e pari a $\gamma_{acciaio} = 78.5$ kN/mc per l'acciaio. Il peso della carpenteria metallica è pari a 4380 kN.

| | | |
|--|--|-------------|
| Carp. metallica: | $4380 \text{ kN}/156.2 \text{ ml} =$ | 28.00 kN/ml |
| Soletta in c.a.: | $12.75 \times 0.31 \times 25.00 \text{ kN/ml} =$ | 98.82 kN/ml |
| Peso della carpenteria sulla singola trave: Carp. Metallica/3= | | 9.33 kN/ml |
| Peso della soletta sulla singola trave: Soletta in c.a./3= | | 32.94 kN/ml |

5.1.2 Carichi permanenti portati g2

| | | |
|-------------------------|--|-------------|
| Cordoli in c.a.: | $(0.75 + 0.75) \times 0.20 \times 25.00 \text{ kN/mc} =$ | 6.50 kN/ml |
| Pavimentazione: | $(11.25) \times 0.11 \times 26.67(*) \text{ kN/mq} =$ | 33.00 kN/ml |
| Guardrail: | $2 \times 1.5 \text{ kN/ml} =$ | 3.00 kN/ml |
| Velette in c.a. sp=5cm: | $2 \times 0.05 \times 0.6 \times 25 \text{ kN/mc} =$ | 1.50 kN/ml |
| Sommano: | | 44.00 kN/ml |

(*) il peso di volume della pavimentazione è pari a 24 kN/m^3 , poiché per tale carico si utilizza un coefficiente di combinazione pari a 1.5, maggiore rispetto a quello di progetto pari a 1.35.
Pertanto, si ha:

$$\gamma_{p_{av}} = 1.5/1.35 * 24 = 26.67 \text{ kN/m}^3$$

Peso dei permanenti portati sulla singola trave: Perm./3= 14.67 kN/ml

5.1.3 Cedimento differenziale di pile e spalle ($\epsilon 1$)

Si è valutato l'effetto prodotto dal cedimento isolato di ogni singolo appoggio della trave continua (pile e spalle).

Il cedimento viene calcolato in funzione della distanza tra gli appoggi considerati (1/5000 Luce):

Luce di 32.5 m, il cedimento è pari a 0.66 cm;

Luce 32.5-45m, il cedimento è pari a 0.78 cm

Luce di 45 m, il cedimento è pari a 0.9 cm;

5.1.4 Ritiro ($\epsilon 2$) e viscosità ($\epsilon 3$)

Gli effetti della viscosità sulla soletta sono valutati mediante l'adozione di un modulo elastico del calcestruzzo corretto.

$$E^*_{c} = \frac{E_c}{1 + \phi(t)}$$

dove:

- E^*_{c} è il valore medio del modulo elastico del calcestruzzo;
- $\phi(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t - t_0)$ è il coefficiente di viscosità definito nell'Appendice B della norma UNI EN 1992-1-1:2005;
- t_0 è l'età del calcestruzzo in giorni al momento dell'applicazione del carico (per i carichi permanenti è assunto $t_0 = 28 \text{ gg}$);
- t è l'età del calcestruzzo in giorni all'istante considerato;
- ϕ_0 e $\beta_c(t - t_0)$ sono coefficienti funzioni della resistenza media a compressione del calcestruzzo f_{cm} , dell'umidità relativa ambientale RH e della dimensione convenzionale della sezione $h_0 = 2A_c / u$

(A_c è l'area della sezione trasversale di calcestruzzo ed u è il perimetro esposto ad essiccamento).

Nel caso in oggetto la dimensione convenzionale della sezione vale $h_0 = 700 \text{ mm}$ e, assumendo un'umidità relativa $RH = 75\%$, si ottiene per $t_0 = 28 \text{ gg}$ e $t = 10000 \text{ gg}$ $\phi(t, t_0) = 1.21$ (azioni lente da carichi permanenti) e per $t_0 = 1 \text{ gg}$ e $t = 10000 \text{ gg}$ $\phi(t, t_0) = 2.25$ (azioni lente da effetti primari e secondari da ritiro).

Le caratteristiche geometriche di una sezione trasversale composta sono definite omogeneizzando la soletta alla trave metallica. Per le azioni di breve durata, si utilizza il modulo elastico del calcestruzzo a 28 giorni. Per le azioni di lunga durata, si definiscono i rapporti modulari corretti in funzione del tipo di azione, mediante l'espressione:

$$n = \frac{E_s}{E_c^*} = \frac{E_s}{\frac{E_c}{1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)}} = n_0 \cdot (1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0))$$

avendo indicato con $n_0 = \frac{E_s}{E_c}$ il rapporto modulare per azioni di breve durata ed essendo $\psi_L = 1.1$ il coefficiente moltiplicativo di viscosità da usare per carichi permanenti e $\psi_L = 0.55$ il coefficiente moltiplicativo della viscosità da usare per azioni lente da ritiro.

Nella relazione da ora in poi si adotterà la dizione "a tempo t_0 o a tempo t_{00} " intendendo che il modulo elastico del calcestruzzo è rispettivamente E_c o E_c -viscoso o equivalentemente che il coefficiente di omogeneizzazione vale rispettivamente 6.06 o 14.12 (azioni lente da carichi permanenti) e 13.55 (azioni lente da effetti primari e secondari da ritiro).

La deformazione da ritiro $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ è calcolata secondo quanto prescritto nell'Appendice B della norma UNI EN 1992-1-1:2005:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t, t_s)$$

dove:

- $\varepsilon_{ca}(t)$ è la deformazione del calcestruzzo per ritiro autogeno al tempo t ;
- $\varepsilon_{cd}(t, t_s)$ è la deformazione di base dovuta a ritiro per essiccamento.

Nel caso in oggetto, per una dimensione convenzionale della sezione $h_0 = 700 \text{ mm}$ e un'umidità relativa $RH = 75\%$, si ottiene (per $t_s = 1 \text{ gg}$ e $t = 10000 \text{ gg}$) $\varepsilon_{ca} = 6.25 \cdot 10^{-5}$ e $\varepsilon_{cd}(t) = 2.7 \cdot 10^{-4}$, da cui:
 $\varepsilon_{cs}(t, t_s) = 3.35 \cdot 10^{-4}$.

$$\Delta t_{eq} = \varepsilon_{roo} / \alpha = 34.0^\circ \quad \text{Variazione termica equivalente}$$

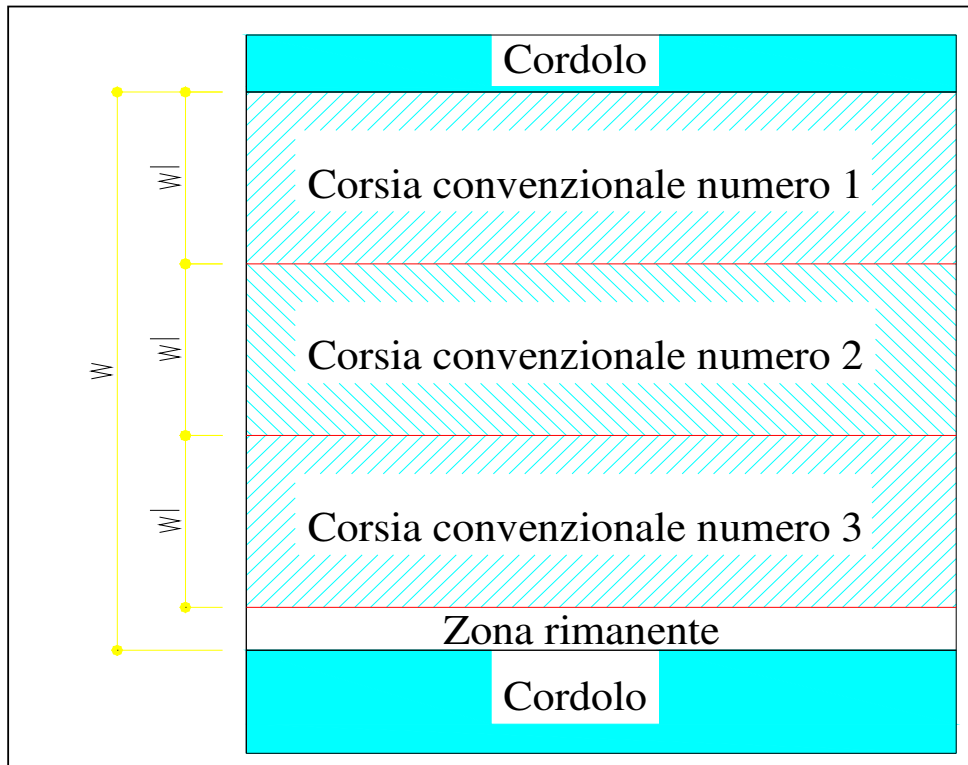
5.1.5 Carichi mobili q_1

Questi sono i carichi stabiliti convenzionalmente dalla normativa specifica per il calcolo dei ponti. I carichi vanno applicati su una "corsia convenzionale" avente un ingombro trasversale stabilito in 3,00m, e sulla "zona rimanente" avente un ingombro trasversale pari a $w - (3.00 \times nl)$, dove "w" è la larghezza della carreggiata e "nl" è il numero di corsie convenzionali. Nel caso specifico, considerata la variabilità della larghezza della carreggiata, si ha:

$$w = 9.50 \text{ m}$$

$$nl = \text{Int}(w/3) = \text{Int}(9.50/3) = 3$$

$$\text{Larghezza della zona rimanente} = w - (3.00 \times nl) = 2.25 \text{ m}$$



Carico Q1k: mezzo convenzionale a due assi: 600,00 kN
 Carico q1k: carico ripartito: 9 kN/m²
 Carico Q2k : mezzo convenzionale a due assi: 400,00 kN
 Carico q2k: carico ripartito: 2,5 kN/ m²
 Carico Q3k : mezzo convenzionale a due assi: 200,00 kN
 Carico q3k: carico ripartito: 2,5 kN/ m²
 Carico q4k : zona rimanente: 2,5 kN/ m²
 Carico q1e : folla compatta sui marciapiedi: 2.5 kN/ m²

Compatibilmente con la larghezza complessiva della piattaforma carrabile, vengono considerati:

Una colonna di carico costituita da un solo mezzo Q1k (600 kN) e da uno o più tratti di carico q1k (9 kN/mq),
 disposti ai fini del calcolo delle strutture principali, lungo l'asse della corsia più sfavorevole;

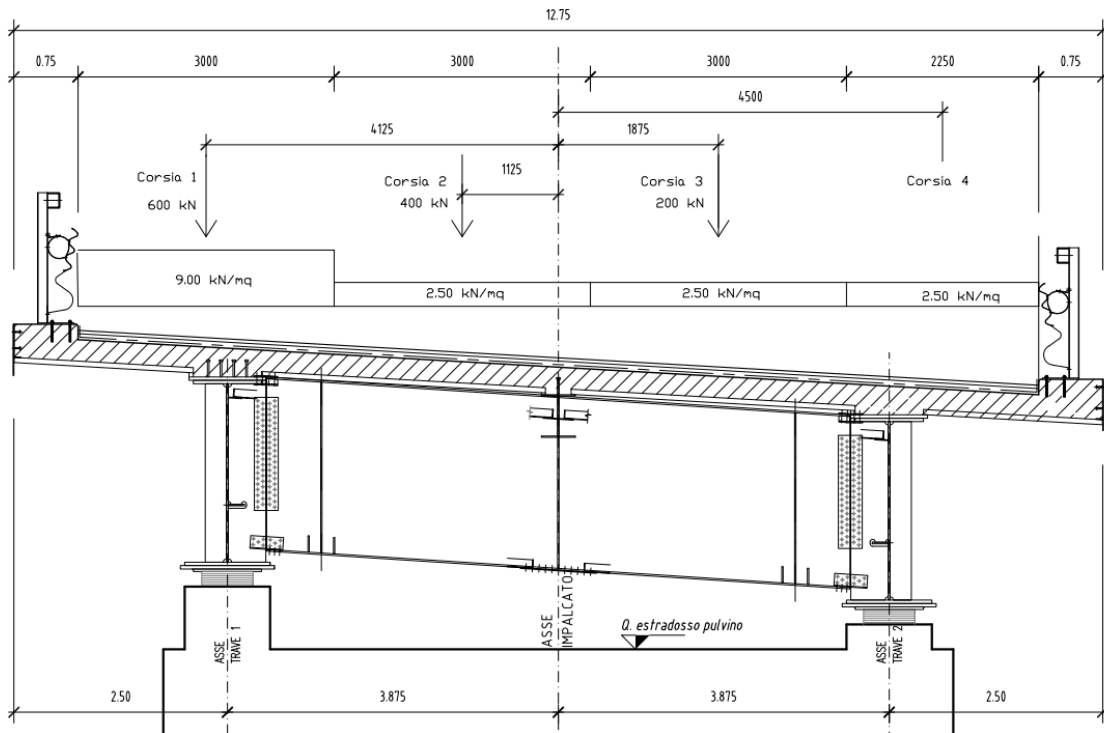
Una seconda colonna di carico analoga alla precedente ma con intensità dei carichi ridotta (Q1k=400 kN;
 q1k=2.5 kN/mq);

Una terza e una quarta colonna di carico analoga alla precedente ma con intensità dei carichi ridotta
 (Q1k=200 kN; q1k=2.5 kN/mq);

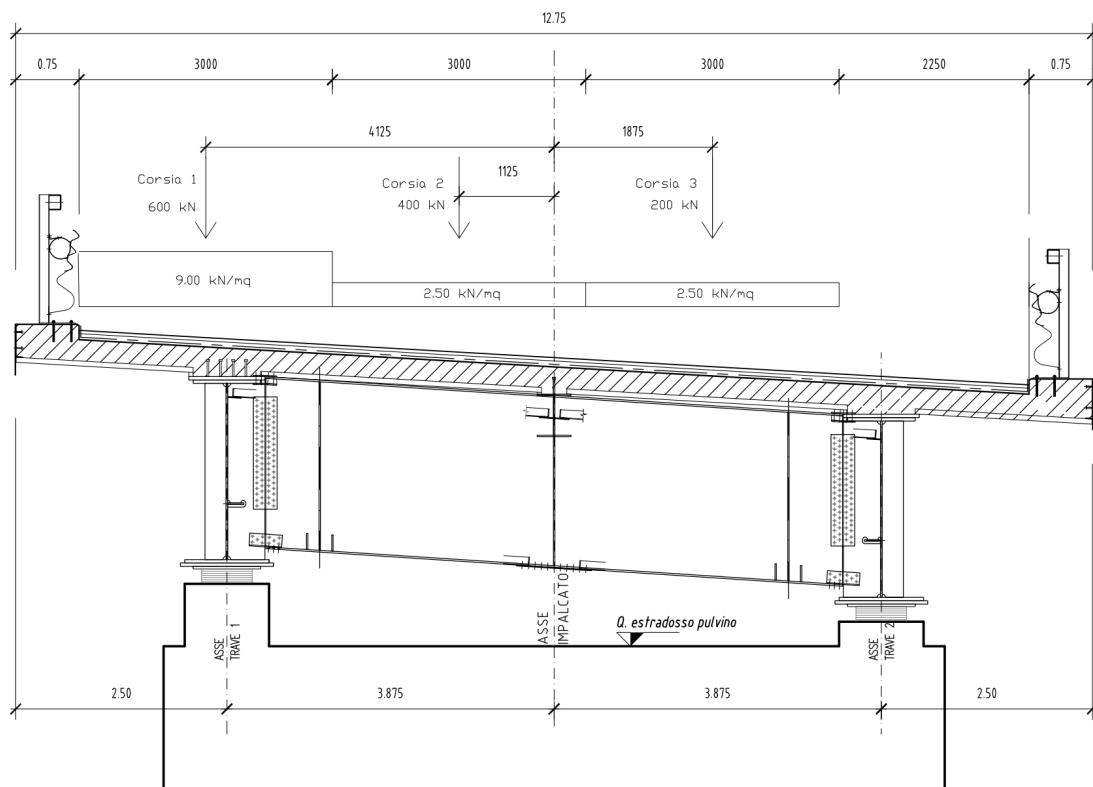
Una quarta colonna di carico pari a 2.5 kN/ mq (zona rimanente);

Per il dimensionamento della carpenteria metallica, compatibilmente con la larghezza complessiva della
 piattaforma carrabile, viene considerata la seguente distribuzione dei carichi:

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

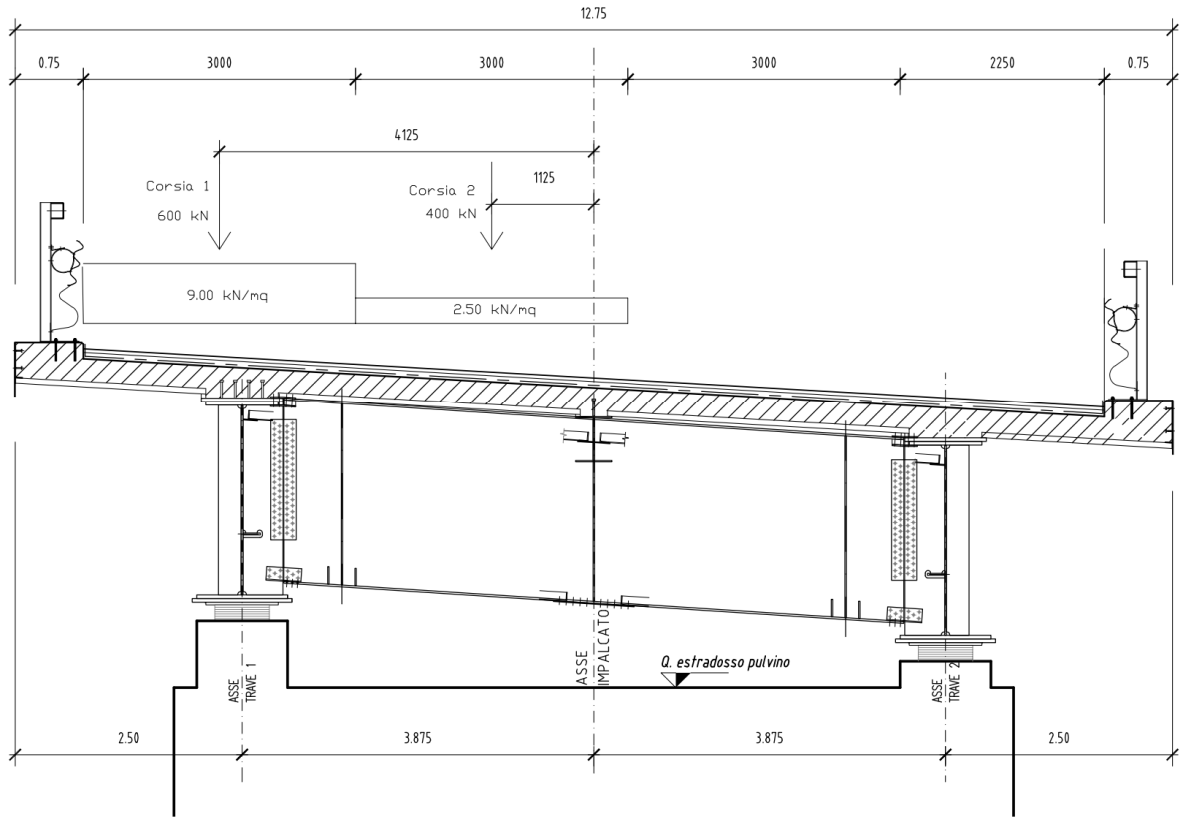


Disposizione A

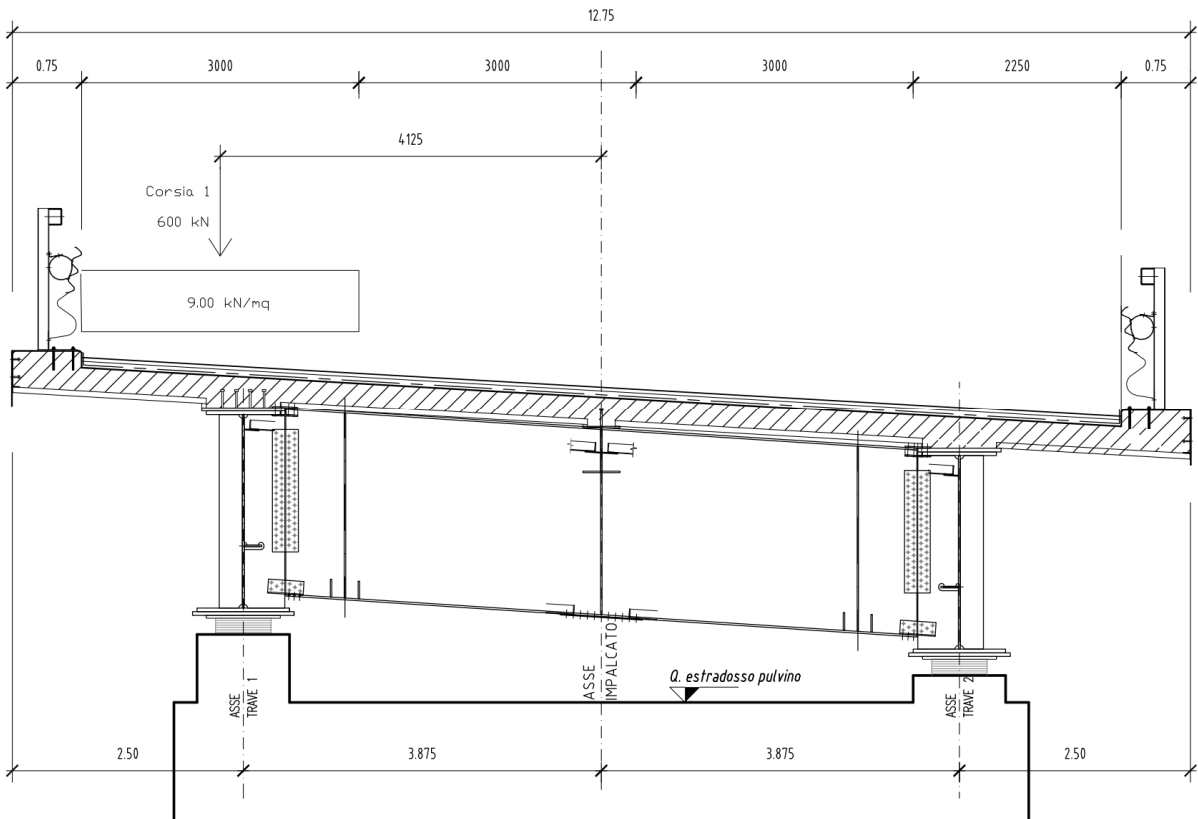


Disposizione B

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO



Disposizione C

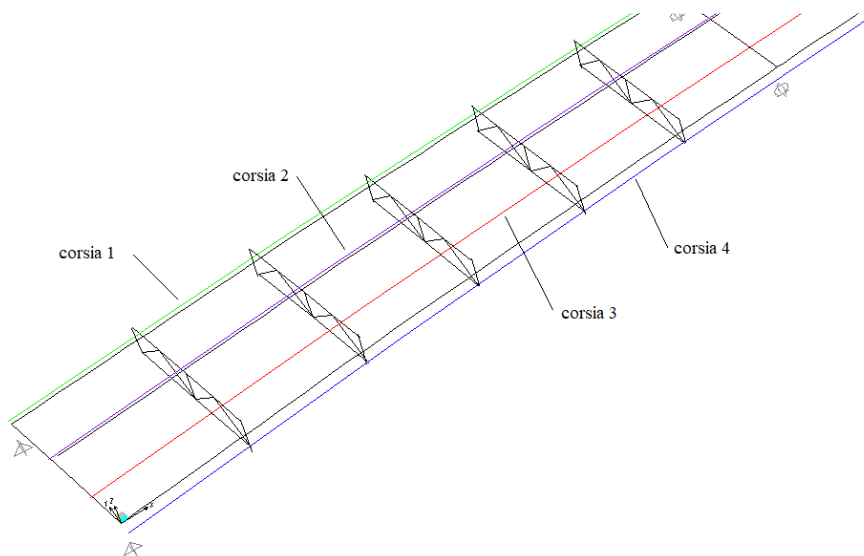


Disposizione D

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Per quanto attiene all distribuzione dei carichi sulla soletta si faccia riferimento al capitolo specifico. Tali carichi in direzione longitudinale sono considerati viaggianti sull'intero impalcato e in direzione trasversale considerati nelle configurazioni che massimizzano le sollecitazioni di verifica delle sottostrutture.

In particolare, avremo due configurazioni: la prima che massimizza il momento trasversale sulle sottostrutture con i carichi disposti in maniera più eccentrica possibile rispetto all'asse delle pile e la seconda che massimizza lo sforzo normale con tutti i carichi mobili presenti sull'impalcato.



Corsie di carico

Dati Veicolo Generico

Nome veicolo: Unità:

Carichi Assali Flottanti

| | Valore | Tipo di Larghezza | Larghezza |
|--------------------|--------------------------------|--|----------------------|
| Per M. di Corsia | <input type="text" value="0"/> | <input type="text" value="One Point"/> | <input type="text"/> |
| Per Altre Risposte | <input type="text" value="0"/> | <input type="text" value="One Point"/> | <input type="text"/> |

Raddoppia il Carico Corsia quando Calcoli i Mom di Campata Negativi

Uso

Momenti Negativi Corsia agli Appoggi
 Forze Appoggio Verticale Interno
 Altre Risposte

Min Dist Permissa Da Carico Asse
Bordo Esterno Corsia:
Bordo Interno Corsia:

Effetti Lunghezza

Assale: Mod/Mostra
Uniforme: Mod/Mostra

Carichi

| Carico | Minimo Distanza | Massimo Distanza | Uniforme Carico | Uniforme Tipo di Larghezza | Uniforme Larghezza | Assale Carico | Assale Tipo di Larghezza | Assale Larghezza |
|---------------|-----------------|------------------|-----------------|----------------------------|--------------------|---------------|--------------------------|------------------|
| Leading Load | Infinite | | 27. | Zero Width | | 300. | One Point | |
| Leading Load | Infinite | | 27. | Zero Width | | 300. | One Point | |
| Fixed Length | 1.2 | | 27. | Zero Width | | 300. | One Point | |
| Trailing Load | Infinite | | 27. | Zero Width | | | | |

Agg. Inserisci Modif. Canc.

Il Veicolo si Applica Solo alle Corsie di Scambio Fatt di Riduzione Scambio:

Il Veicolo Rimane Totalmente In Corsia (In Direzione Long Corsia)

OK Annulla

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Dati Veicolo Generico

Nome veicolo: Q2K Unità: KN, m. C

Carichi Assali Flottanti

| | Valore | Tipo di Larghezza | Larghezza |
|--------------------|--------|-------------------|-----------|
| Per M. di Corsia | 0. | One Point | |
| Per Altre Risposte | 0. | One Point | |

Raddoppia il Carico Corsia quando Calcoli i Mom di Campata Negativi

Uso

Momenti Negativi Corsia agli Appoggi
 Forze Appoggio Verticale Interno
 Altre Risposte

Min Dist Permissa Da Carico Asse

Bordo Esterno Corsia: 0.3048
Bordo Interno Corsia: 0.6096

Effetti Lunghezza

Assale: None Mod/Mostra
Uniforme: None Mod/Mostra

Carichi

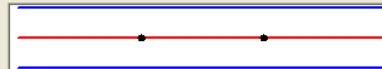

| Carico | Minimo Distanza | Massimo Distanza | Uniforme Carico | Uniforme Tipo di Larghezza | Uniforme Larghezza | Assale Carico | Assale Tipo di Larghezza | Assale Larghezza |
|---------------|-----------------|------------------|-----------------|----------------------------|--------------------|---------------|--------------------------|------------------|
| Leading Load | Infinite | | 7.5 | Zero Width | | 200. | One Point | |
| Leading Load | Infinite | | 7.5 | Zero Width | | 200. | One Point | |
| Fixed Length | 1.2 | | 7.5 | Zero Width | | 200. | One Point | |
| Trailing Load | Infinite | | 7.5 | Zero Width | | | | |

Agg. Inserisci Modif. Canc.

Il Veicolo si Applica Solo alle Corsie di Scambio Fatt di Riduzione Scambio:

Il Veicolo Rimane Totalmente In Corsia (In Direzione Long Corsia)

OK Annulla

Dati Veicolo Generico

Nome veicolo: Q3K Unità: KN, m. C

Carichi Assali Flottanti

| | Valore | Tipo di Larghezza | Larghezza |
|--------------------|--------|-------------------|-----------|
| Per M. di Corsia | 0. | One Point | |
| Per Altre Risposte | 0. | One Point | |

Raddoppia il Carico Corsia quando Calcoli i Mom di Campata Negativi

Uso

Momenti Negativi Corsia agli Appoggi
 Forze Appoggio Verticale Interno
 Altre Risposte

Min Dist Permissa Da Carico Asse

Bordo Esterno Corsia: 0.3048
Bordo Interno Corsia: 0.6096

Effetti Lunghezza

Assale: None Mod/Mostra
Uniforme: None Mod/Mostra

Carichi


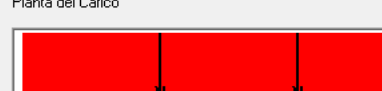
| Carico | Minimo Distanza | Massimo Distanza | Uniforme Carico | Uniforme Tipo di Larghezza | Uniforme Larghezza | Assale Carico | Assale Tipo di Larghezza | Assale Larghezza |
|---------------|-----------------|------------------|-----------------|----------------------------|--------------------|---------------|--------------------------|------------------|
| Leading Load | Infinite | | 7.5 | Zero Width | | 100. | One Point | |
| Leading Load | Infinite | | 7.5 | Zero Width | | 100. | One Point | |
| Fixed Length | 1.2 | | 7.5 | Zero Width | | 100. | One Point | |
| Trailing Load | Infinite | | 7.5 | Zero Width | | | | |

Agg. Inserisci Modif. Canc.

Il Veicolo si Applica Solo alle Corsie di Scambio Fatt di Riduzione Scambio:

Il Veicolo Rimane Totalmente In Corsia (In Direzione Long Corsia)

OK Annulla

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Dati Veicolo Generico

Nome veicolo: Unità:

Carichi Assali Flottanti

| | Valore | Tipo di Larghezza | Larghezza |
|--------------------|---------------------------------|--|----------------------|
| Per M. di Corsia | <input type="text" value="0."/> | <input type="text" value="One Point"/> | <input type="text"/> |
| Per Altre Risposte | <input type="text" value="0."/> | <input type="text" value="One Point"/> | <input type="text"/> |

Raddoppia il Carico Corsia quando Calcoli i Mom di Campata Negativi

Uso

Momenti Negativi Corsia agli Appoggi
 Forze Appoggio Verticale Interno
 Altre Risposte

Min Dist Permissa Da Carico Asse

Bordo Esterno Corsia:
Bordo Interno Corsia:

Effetti Lunghezza

Assale:
Uniforme:

Carichi

| Carico | Carico | Minimo Distanza | Massimo Distanza | Uniforme Carico | Uniforme Tipo di Larghezza | Uniforme Larghezza | Assale Carico | Assale Tipo di Larghezza | Assale Larghezza |
|---------------|---------------------------------|---------------------------------------|----------------------|------------------------------------|---|----------------------|---------------------------------|--|----------------------|
| Leading Load | <input type="text" value="0."/> | <input type="text" value="Infinite"/> | <input type="text"/> | <input type="text" value="5.625"/> | <input type="text" value="Zero Width"/> | <input type="text"/> | <input type="text" value="0."/> | <input type="text" value="One Point"/> | <input type="text"/> |
| Leading Load | <input type="text" value="0."/> | <input type="text" value="Infinite"/> | <input type="text"/> | <input type="text" value="5.625"/> | <input type="text" value="Zero Width"/> | <input type="text"/> | <input type="text" value="0."/> | <input type="text" value="One Point"/> | <input type="text"/> |
| Trailing Load | <input type="text"/> | <input type="text" value="Infinite"/> | <input type="text"/> | <input type="text" value="5.625"/> | <input type="text" value="Zero Width"/> | <input type="text"/> | <input type="text"/> | <input type="text"/> | <input type="text"/> |

Il Veicolo si Applica Solo alle Corsie di Scambio Fatt di Riduzione Scambio

Il Veicolo Rimane Totalmente In Corsia (In Direzione Long Corsia)

Veicoli

5.1.6 Incremento dinamico q2

I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità.

5.1.7 Forza di frenatura q3

La forza di frenatura è pari a:

$$180\text{kN} \leq q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900\text{kN}$$

essendo "w1" ed "L" rispettivamente la larghezza e la lunghezza totale della prima corsia di carico del viadotto.

Nel nostro caso si ha:

$$q_3 = 0.6 \cdot 2 \cdot 300 + 0.1 \cdot 3 \cdot 9 \cdot 155 = 779 \text{ kN} < 900 \text{ kN}$$

L'azione di frenatura non è rilevante ai fini del dimensionamento dell'impalcato.

5.1.8 Forza centrifuga q4

Nel nostro caso il raggio di curvatura è pari a 600 m, pertanto la forza centrifuga sarà la seguente:

$$q_4 = 40 \cdot Q_v / R = 40 \cdot 2400 / 600 = 160 \text{ kN}$$

in cui:

$Q_v = 2 \cdot 1200$ è il carico tandem dello schema 1.

$R = 600 \text{ m}$ è il raggio di curvatura dell'impalcato.

L'azione distribuita sull'intera lunghezza dell'impalcato (155 m) è pari a:

$$q_{4,u} = 160 / 155 = 1.03 \text{ kN/m}$$

L'azione centrifuga non è rilevante ai fini del dimensionamento dell'impalcato.

5.1.9 Azione del vento q5

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni p (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

- q_b = pressione cinetica di riferimento;
- c_e = coefficiente di esposizione;
- c_p = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);
- c_d = coefficiente dinamico.

| ZONE 1,2,3,4,5 | | | | | | |
|--|-------|-------|-------|------|------|----|
| | costa | | | | | |
| | mare | | | | | |
| | 2 km | 10 km | 30 km | 500m | 750m | |
| A | -- | IV | IV | V | V | V |
| B | -- | III | III | IV | IV | IV |
| C | -- | * | III | III | IV | IV |
| D | I | II | II | II | III | ** |
| * Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5 | | | | | | |
| ** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1 | | | | | | |

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

| Categoria di esposizione del sito | k_r | z_0 [m] | z_{min} [m] |
|-----------------------------------|-------|-----------|---------------|
| I | 0,17 | 0,01 | 2 |
| II | 0,19 | 0,05 | 4 |
| III | 0,20 | 0,10 | 5 |
| IV | 0,22 | 0,30 | 8 |
| V | 0,23 | 0,70 | 12 |

Il valore di c_e può essere ricavato mediante la relazione:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{per } z > z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

| | | | |
|---|-----------------|-----------|-------------|
| Zona | $v_{b,0}$ [m/s] | a_0 [m] | k_a [1/s] |
| 3 | 27 | 500 | 0.02 |
| a_s (altitudine sul livello del mare [m]) | | | 850 |
| T_R (Tempo di ritorno) | | | 100 |
| $v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$ | | | |
| $v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m | | | |
| $v_b (T_R = 50 \text{ [m/s]})$ | | | 34.000 |
| $\alpha_R (T_R)$ | | | 1.03924 |
| $v_b (T_R) = v_b \cdot \alpha_R \text{ [m/s]}$ | | | 35.334 |

| |
|--|
| p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$ |
| q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq]) |
| c_e (coefficiente di esposizione) |
| c_p (coefficiente di forma) |
| c_d (coefficiente dinamico) |



Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

| | |
|--------------|--------|
| q_b [N/mq] | 780.31 |
|--------------|--------|

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,.....); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D

Categoria di esposizione

| ZONE 1,2,3,4,5 | | | | | | ZONA 6 | | | | | ZONE 7,8 | | | | ZONA 9 | | | |
|----------------|----|-----|-----|-----|-----|--------|----|-----|-----|-----|----------|---|----|----|--------|---|----|---|
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| A | -- | IV | IV | V | V | A | -- | III | IV | V | V | A | -- | -- | IV | A | -- | I |
| B | -- | III | III | IV | IV | B | -- | II | III | IV | IV | B | -- | -- | IV | B | -- | I |
| C | -- | * | III | III | IV | C | -- | II | III | III | IV | C | -- | -- | III | C | -- | I |
| D | I | II | II | II | III | D | I | I | II | II | III | D | I | II | * | D | I | I |

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5
** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

| Zona | Classe di rugosità | a _s [m] |
|------|--------------------|--------------------|
| 3 | C | 850 |

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$C_e(z) = C_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

| z [m] | ce |
|--------|-------|
| z = 11 | 1.848 |

| Cat. Esposiz. | k _r | z ₀ [m] | z _{min} [m] | c _t |
|---------------|----------------|--------------------|----------------------|----------------|
| IV | 0.22 | 0.3 | 8 | 1 |

Per Z si è assunto l'altezza massima dell'impalcato da p.c.

| | | | |
|----|-------|-------|-----------------------------|
| qb | 0.781 | kN/mq | |
| Ce | 1.848 | | Coefficiente di esposizione |
| Cp | 1.4 | | Coefficiente di forma |
| Cd | 1 | | Coefficiente dinamico |
| p | 2.10 | kN/mq | Pressione del vento |

Nel nostro caso avremo:

$$H_{imp,max} = (2.25 + 0.31 + 0.11 + 3.00) \text{ m} = 5.67 \text{ m}$$

Dove:

2.25 m rappresenta l'altezza delle travi in acciaio;

0.31 m rappresenta l'altezza max della soletta in c.a.;

0.11 m rappresenta l'altezza della pavimentazione;

3.00 m rappresenta l'altezza della superficie esposta al vento.

$$\text{Risultante. } R_v = 2.10 \cdot 5.67 = 11.9 \text{ kN/m} \quad M_v = 11.91 \cdot (5.67/2 - 1.125) = 20.37 \text{ kNm/m}$$

Con:

R_v risultante della forza orizzontale dovuta al vento

M_v risultante del momento dovuto al vento rispetto al baricentro della trave

2.10 kN/mq la pressione del vento

5.67 l'altezza su cui agisce il vento

5.67/2-1.125 è la distanza tra il baricentro di applicazione della pressione del vento e il baricentro della trave.

Oltre alla forza orizzontale è prevista anche una forza verticale agente sull'impalcato che nel nostro è trascurabile.

5.1.10 Azioni idrodinamiche (q6)

Non sono presenti azioni idrodinamiche sulle pile.

5.1.11 Variazioni termiche (q7)

Sono state considerate variazioni di temperatura pari a:

I valori caratteristici della variazione termica uniforme per la massima espansione/contrazione si possono esprimere con la seguente formulazione:

$$\Delta T_{exp} = +T_{e,max} - T_0 \quad [C5.1.5]$$

$$\Delta T_{con} = -T_{e,min} + T_0 \quad [C5.1.6]$$

- $T_{e,max}$ e $T_{e,min}$ sono rispettivamente la massima e minima temperatura uniforme del ponte ricavabili, come indicato nel Capitolo 6 delle UNI EN 1991-1-5, in funzione della T_{min} e T_{max} dell'aria esterna di cui al § 3.5 delle NTC:

Zona III

Marche, Abruzzo, Molise, Puglia:

$$T_{min} = -8 - 7 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.5]$$

$$T_{max} = 42 - 0.3 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.6]$$

Nel nostro caso con a_s (altitudine di riferimento) pari a 1000 m avremo:

($T_{max}=42^\circ\text{C}$; $T_{min} = -15^\circ\text{C}$)

- T_0 è la temperatura iniziale all'atto della regolazione degli appoggi del ponte di cui al § 3.5.4 delle NTC (pari a 15°C in assenza di determinazioni più precise).

Quindi:

$$\Delta T_{exp} = 42 - 15 = 27^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{con} = -15 - 15 = -30^\circ\text{C}$$

Pertanto, in favore di sicurezza si considera lo stesso valore di variazione uniforme di temperatura sia in allungamento che in accorciamento della struttura:

Variazione termica uniforme di $\pm 30^\circ\text{C}$

Accanto alla variazione termica uniforme, si considera anche una variazione termica differenziale tra estradosso ed intradosso variabile linearmente pari a $DT = \pm 10^\circ\text{C}$.

Per quanto concerne la variazione termica differenziale tra la trave d'acciaio e la soletta si adotta il gradiente di $\pm 5^\circ\text{C}$.

5.1.12 Azioni parassite per attrito degli apparecchi d'appoggio (q8)

Per effetto degli spostamenti orizzontali dell'impalcato in corrispondenza degli appoggi scorrevoli dovuti a variazioni termiche, ritiro della soletta in c.a etc., si sviluppano azioni orizzontali di attrito, funzione delle caratteristiche degli appoggi impiegati.

Sulla struttura sono presenti come apparecchi di appoggio degli isolatori elastomerici.

A causa della tipologia di appoggio adottata le azioni parassite sono in realtà di forze di richiamo elastiche e dipendono quindi dalle deformazioni assiali dell'impalcato e dalla rigidezza elastica dell'apparecchio.

Detta k la rigidezza orizzontale dell'isolatore, ΔT (27°) la variazione termica uniforme dell'impalcato, ΔTr (34°) la variazione termica uniforme equivalente al ritiro, indicando con α il coeff. dilatazione termica e con "d" la distanza dell'appoggio dall'asse di simmetria longitudinale del viadotto (Asse pila P2: asse rispetto a cui avvengono le deformazioni), si ha per la forza orizzontale $F_{res.passive}$ esercitata sul singolo allineamento:

$$F_{res.passive_allineamento_spalla,A-B} = k \cdot d \cdot \alpha \cdot (\Delta T + \Delta Tr) = 4950 \cdot 77.5 \cdot 0.00001 \cdot (27 + 34) = 234 \text{ kN}$$

$$F_{res.passive_allineamento_P1-P3} = k \cdot d \cdot \alpha \cdot (\Delta T + \Delta Tr) = 4950 \cdot 45 \cdot 0.00001 \cdot (27 + 34) = 136 \text{ kN}$$

$$F_{res.passive_allineamento_P2} = k \cdot d \cdot \alpha \cdot (\Delta T + \Delta Tr) = 4950 \cdot 0.0 \cdot 0.00001 \cdot (27 + 34) = 0.0 \text{ kN}$$

Tali azioni sono influenti ai fini del calcolo dell'impalcato essendo azioni orizzontali applicate a quota baggioli.

5.1.13 Azioni eccezionali (q9)

I sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati per un'azione orizzontale trasversale non inferiore a 100 kN, distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota h , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h_1 , h_2 , dove $h_1 = (\text{altezza della barriera} - 0,10 \text{ m})$, $h_2 = 1,00 \text{ m}$.

5.1.14 Azione sismica sull'insieme impalcato/pile (q10)

Come anticipato in premessa, i viadotti in oggetto sono progettati per una vita nominale VN pari a 50 anni. Gli si attribuisce inoltre una classe d'uso IV ("Ponti e reti ferroviarie di importanza critica") ai sensi del D. Min. 17/01/2018, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $CU = 2.0$.

L'azione sismica di progetto è definita per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e per lo stato limite di collasso (SLC). Il periodo di ritorno di quest'ultima - in funzione della vita utile, della classe d'uso, del tipo di costruzione e dello stato limite di riferimento (prima definiti) - è di 949 anni (SLV), 1950 anni (SLC) e 101 anni (SLD).

Essa, conformemente a quanto prescritto dalle Nuove Norme Tecniche, non è definita in funzione dell'appartenenza dell'opera ad una zona sismica bensì è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste. Tale pericolosità sismica è descritta, in termini geografici e temporali:

- attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco a_g (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$
- in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell'opera
- con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR.

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

- a_g , accelerazione orizzontale massima del terreno
- F_0 , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T_c^* , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

In particolare, si può notare come F_0 descriva la pericolosità sismica locale del sito su cui l'opera insiste. Infatti, da quest'ultimo, attraverso le espressioni fornite dalla normativa, sono valutati i valori d'amplificazione stratigrafica e topografica. Nella tabella seguente sono riassunti i valori dei parametri assunti per l'opera in oggetto situata nelle coordinate: Lat 41.632643 - Long 14.739700.

| V_N | C_U | V_R | T_R | Località | $a_{g,orizz}$ | F_0 | $a_{g,vert}$ | F_v | T_c^* |
|--------|-------|--------|--------|------------|---------------|-------|--------------|-------|---------|
| [anni] | | [anni] | [anni] | - | [g] | | [g] | | [s] |
| 50 | 2 | 100 | 949.00 | Viadotto 1 | 0.283 | 2.464 | 0.204 | 1.771 | 0.363 |

Tabella 5.2: Parametri per la definizione della massima accelerazione locale – SLV

| V_N | C_U | V_R | T_R | Località | $a_{g,orizz}$ | F_0 | $a_{g,vert}$ | F_v | T_c^* |
|--------|-------|--------|---------|------------|---------------|-------|--------------|-------|---------|
| [anni] | | [anni] | [anni] | - | [g] | | [g] | | [s] |
| 50 | 2 | 100 | 1950.00 | Viadotto 1 | 0.366 | 2.436 | 0.298 | 1.989 | 0.383 |

Tabella 5.2: Parametri per la definizione della massima accelerazione locale – SLC

| V_N | C_U | V_R | T_R | Località | $a_{g,orizz}$ | F_0 | $a_{g,vert}$ | F_v | T_c^* |
|--------|-------|--------|--------|------------|---------------|-------|--------------|-------|---------|
| [anni] | | [anni] | [anni] | - | [g] | | [g] | | [s] |
| 50 | 2 | 100 | 101.00 | Viadotto 1 | 0.112 | 2.482 | 0.051 | 1.123 | 0.320 |

Tabella 5.3: Parametri per la definizione della massima accelerazione locale – SLD

In quest'ultima V_N è la vita nominale dell'opera; C_U è il coefficiente relativo alla classe d'uso; V_R è il periodo di riferimento per l'azione sismica; T_R è il periodo di ritorno associato alla probabilità di non superamento dello stato limite della salvaguardia della vita; a_g è la massima accelerazione riferita a quella di gravità attesa sul sito su suolo di riferimento; F_0 è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale; F_v è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione verticale; T_c^* è il periodo, espresso in secondi, corrispondente alla fine del tratto orizzontale dello spettro su suolo di riferimento.

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente orizzontale del moto sismico è costruito a partire dai parametri riassunti nelle tabelle seguenti, per un terreno di tipo C.

| Suolo | S_S | S_T | S | C_C | T_B | T_C | T_D |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| C | 1.281 | 1 | 1.281 | 1.467 | 0.177 | 0.532 | 2.729 |

Tabella 5.4: Parametri per la definizione dello spettro elastico orizzontale – SLV

| Suolo | S_S | S_T | S | C_C | T_B | T_C | T_D |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| C | 1.167 | 1 | 1.167 | 1.442 | 0.184 | 0.552 | 3.062 |

Tabella 5.5: Parametri per la definizione dello spettro elastico orizzontale – SLC

| Suolo | S_S | S_T | S | C_C | T_B | T_C | T_D |
|-------|-------|-------|-----|-------|-------|-------|-------|
| C | 1.5 | 1 | 1.5 | 1.529 | 0.163 | 0.49 | 2.049 |

Tabella 5.6: Parametri per la definizione dello spettro elastico orizzontale – SLD

In quest'ultima S_S ed S_T sono rispettivamente i fattori di amplificazione stratigrafica e topografica concorrenti alla determinazione del fattore di amplificazione S ; C_C è il coefficiente che modifica il valore del periodo T_C^* ; T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro della componente orizzontale; T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità; T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante. Tale spettro è descritto dalle espressioni seguenti.

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{se } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \quad \text{se } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{se } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{se } T_D \leq T$$

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente verticale del moto sismico è costruito a partire dai parametri riassunti nella tabella seguente.

| Suolo | S_S | S_T | S | T_B | T_C | T_D |
|-------|-------|-------|-----|-------|-------|-------|
| C | 1 | 1 | 1 | 0.05 | 0.15 | 1 |

Tabella 5.7: Parametri per la definizione dello spettro elastico verticale

In quest'ultima S_S ed S_T , S e C_C hanno i significati prima descritti; T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro per la componente verticale; T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante; T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante. Tale spettro è descritto dalle espressioni seguenti.

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{se } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \quad \text{se } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{se } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{se } T_D \leq T$$

Visto lo schema di vincolo adottato per l'impalcato, l'azione sismica orizzontale si trasmette dall'impalcato agli appoggi elastomerici.

Gli isolatori elastomerici sono dispositivi d'appoggio in elastomero armato, cioè costituiti da strati alterni di acciaio e di elastomero collegati mediante vulcanizzazione.

La dissipazione di energia consente di ottenere un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente nel nostro caso pari a 15%.

Il tipico ciclo isteretico forza-spostamento di un isolatore schematizzabile con una relazione lineare, mediante la rigidità equivalente K_e ed il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_e che

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

dipendono dallo spostamento massimo d_2 (corrispondente allo SLC) e dalla forza corrispondente F_2 (corrispondente allo SLV) cui sono riferiti.

Nel nostro caso abbiamo:

$$P_{eso,imp} = 26323 \text{ kN}$$

$$k_e = 4950 \text{ kN/m}$$

$$\xi_e = 15\%$$

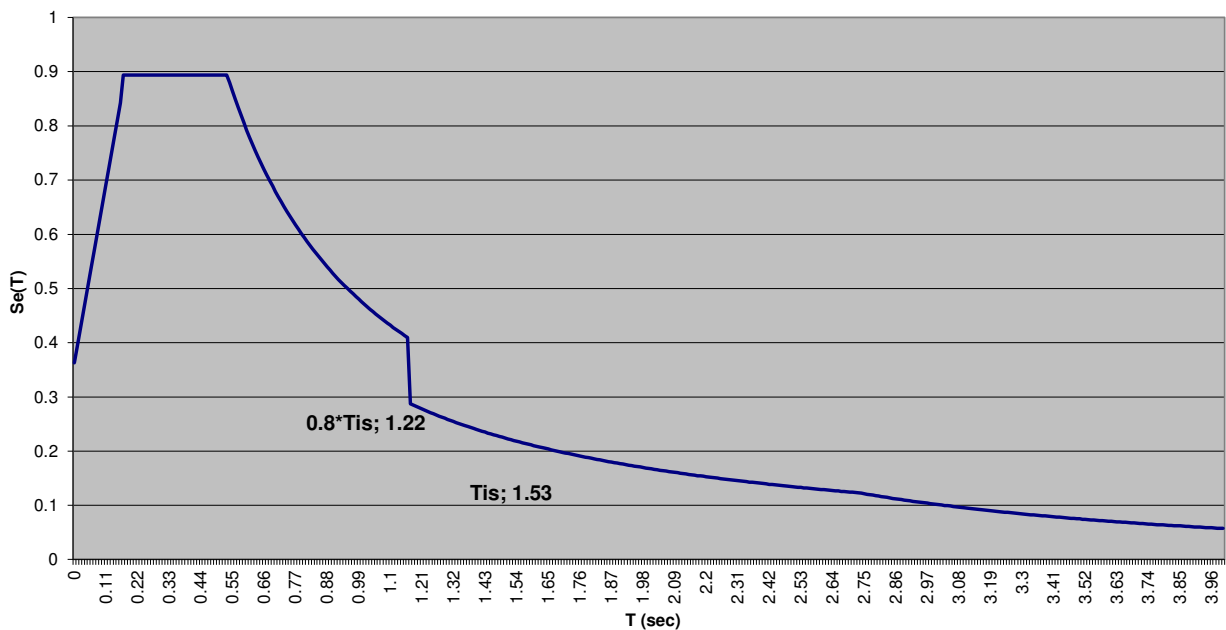
$$d_{2,long} = \pm 0.35 \text{ m}$$

$$d_{2,trasv} = \pm 0.35 \text{ m}$$

Con smorzamento viscoso equivalente al 15 %. Con tale valore si calcola il fattore h con cui si scala lo spettro per periodi superiori a 0.8 volte il periodo della struttura isolata.

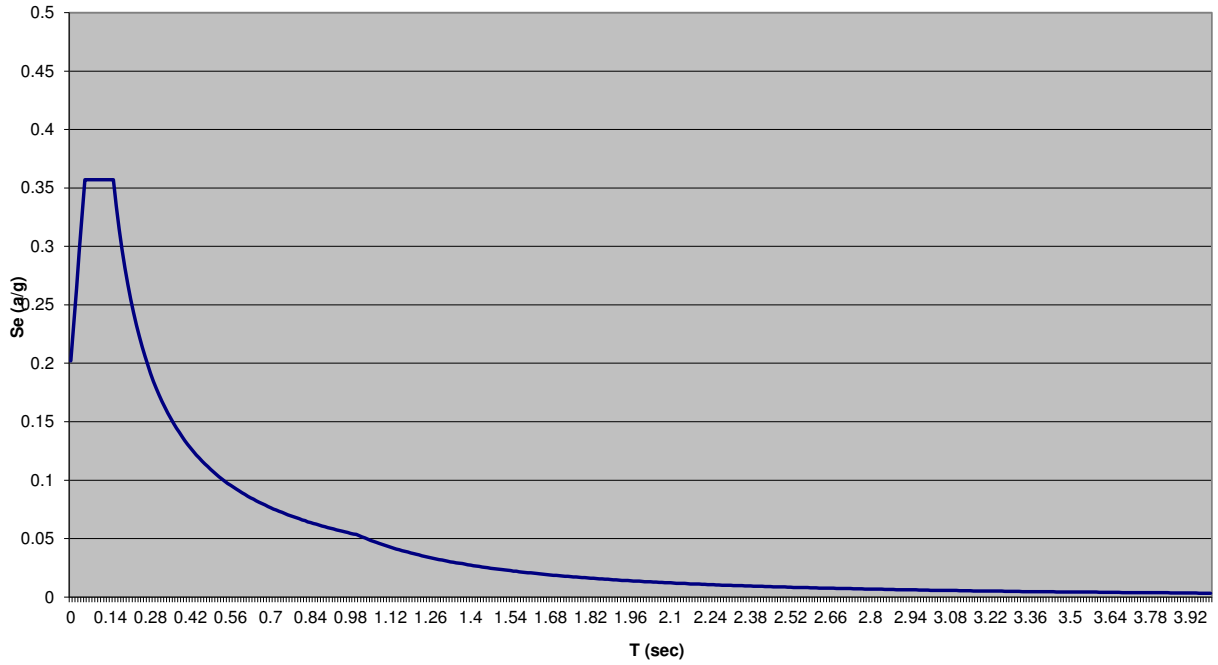
Con riferimento al caso specifico, si riporta nella figura seguente lo spettro elastico isolato per la componente orizzontale e per la componente verticale.

Spettro di risposta elastico orizzontale isolato - SLV

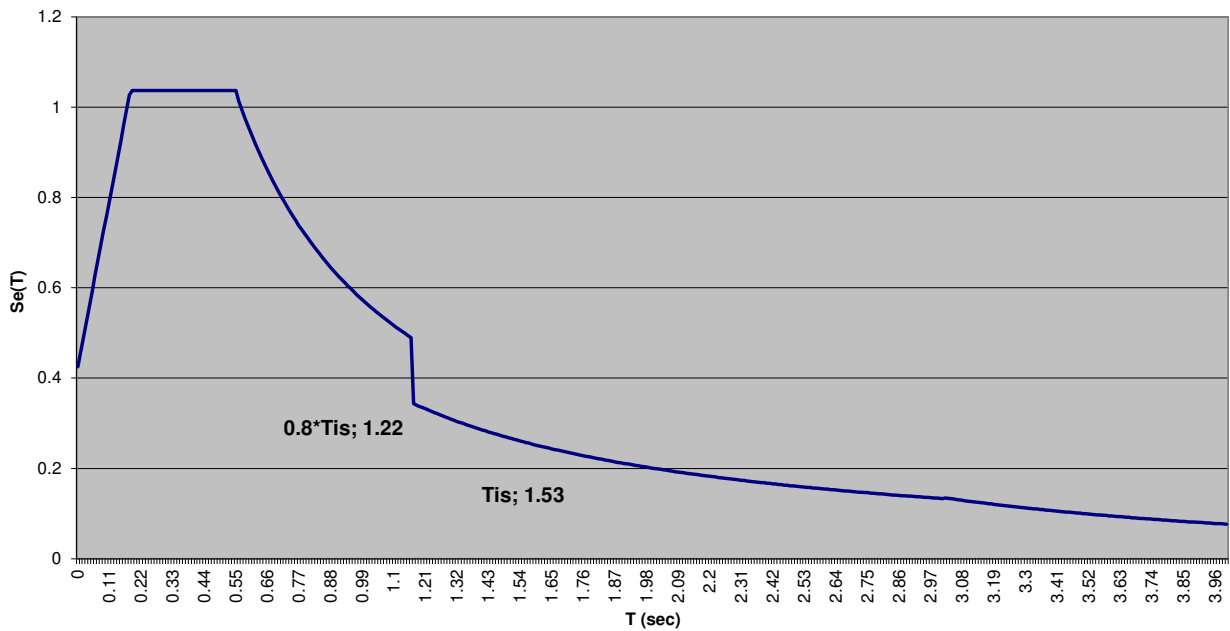


RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Spettro di risposta elastico verticale - SLV

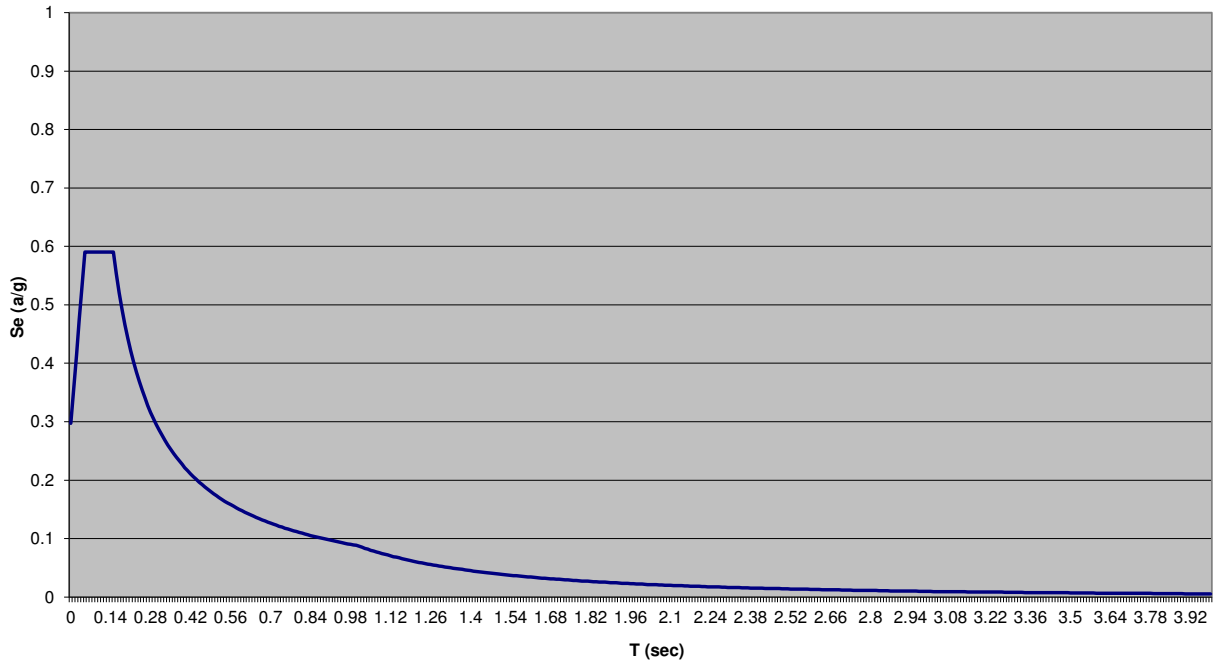


Spettro di risposta elastico orizzontale isolato - SLC

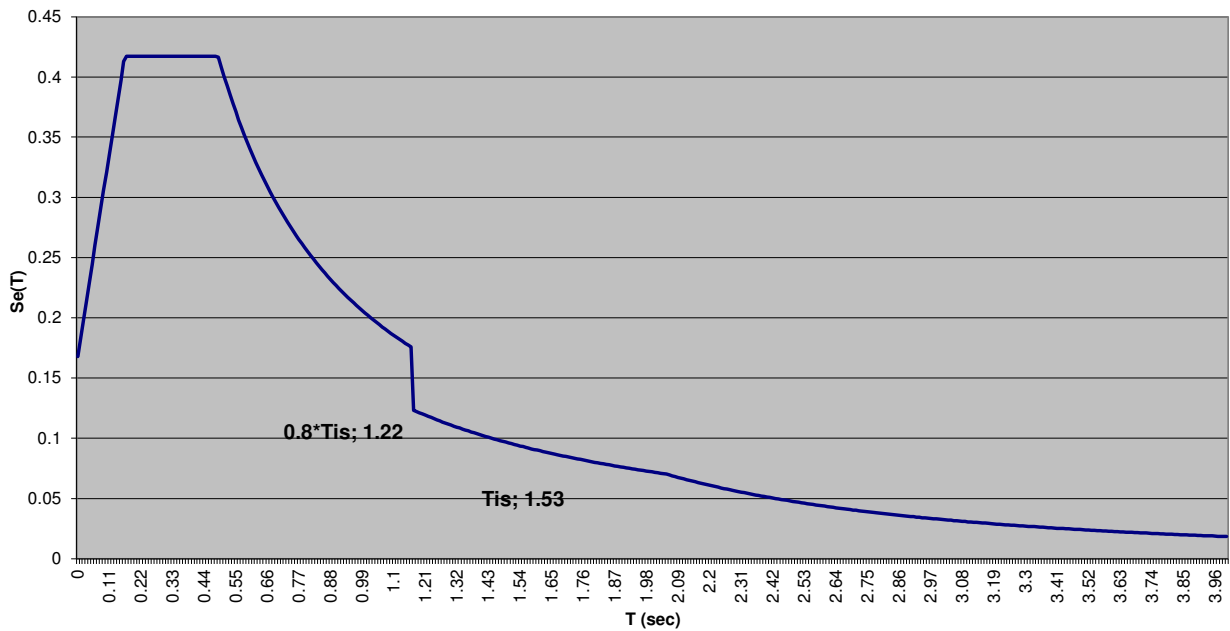


RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Spettro di risposta elastico verticale - SLC

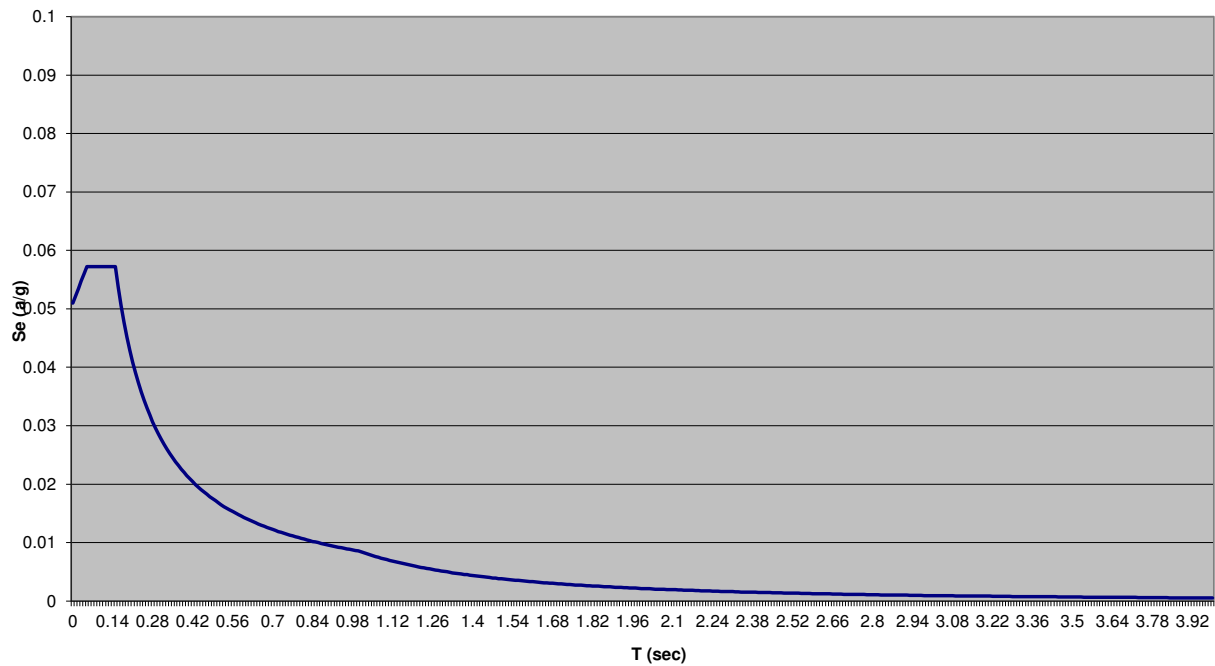


Spettro di risposta elastico orizzontale isolato - SLD



RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Spettro di risposta elastico verticale - SLD



La risposta sismica della struttura è calcolata mediante analisi dinamica lineare, a causa della presenza dei dispositivi antisismici a comportamento elastico.

Ai fini del calcolo dell'impalcato l'azione risulta ininfluente, pertanto non viene considerata.

5.2 COMBINAZIONI DEI CARICHI ELEMENTARI

Le azioni di cui ai paragrafi precedenti sono combinate tra loro, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto utili alle verifiche di stabilità e alle verifiche di resistenza dei singoli elementi strutturali considerando le seguenti combinazioni e i seguenti coefficienti γ e Ψ :

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

| | | Coefficiente | EQU ⁽¹⁾ | A1 |
|--|-------------|---|---------------------|---------------------|
| Azioni permanenti g_1 e g_3 | favorevoli | γ_{G1} e γ_{G3} | 0,90 | 1,00 |
| | sfavorevoli | | 1,10 | 1,35 |
| Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2 | favorevoli | γ_{G2} | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,50 | 1,50 |
| Azioni variabili da traffico | favorevoli | γ_Q | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,35 | 1,35 |
| Azioni variabili | favorevoli | γ_{Qi} | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,50 | 1,50 |
| Distorsioni e presollecitazioni di progetto | favorevoli | $\gamma_{\epsilon 1}$ | 0,90 | 1,00 |
| | sfavorevoli | | 1,00 ⁽³⁾ | 1,00 ⁽⁴⁾ |
| Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari | favorevoli | $\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$ | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,20 | 1,20 |

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

| Azioni | Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV) | Coefficiente ψ_0 di combi- nazione | Coefficiente ψ_1 (valori frequent) | Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti) |
|--|---------------------------------------|---|---|---|
| Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV) | Schema 1 (carichi tandem) | 0,75 | 0,75 | 0,0 |
| | Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti) | 0,40 | 0,40 | 0,0 |
| | Schemi 3 e 4 (carichi concentrati) | 0,40 | 0,40 | 0,0 |
| | Schema 2 | 0,0 | 0,75 | 0,0 |
| | 2 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | 3 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | 4 (folla) | -- | 0,75 | 0,0 |
| | 5 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| Vento | a ponte scarico SLU e SLE | 0,6 | 0,2 | 0,0 |
| | in esecuzione | 0,8 | 0,0 | 0,0 |
| | a ponte carico SLU e SLE | 0,6 | 0,0 | 0,0 |
| Neve | SLU e SLE | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | in esecuzione | 0,8 | 0,6 | 0,5 |
| Temperatura | SLU e SLE | 0,6 | 0,6 | 0,5 |

Le combinazioni di carico considerate sono riportate nella seguente tabella:

| | | SLE | | FR | | SLU | |
|---------------|-----------------------------------|------|-------|------|-------|------|-------|
| fase 1 | PP (imp.acciaio + soletta) | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.35 | 1.35 |
| fase 2 | PERM_TO | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.35 | 1.35 |
| | CAR_MOB_verticali | 1.00 | 1.00 | 0.75 | 0.75 | 1.35 | 1.35 |
| | Vento | 0.60 | 0.00 | 0.20 | 0.00 | 0.90 | 0.00 |
| | VAR_TERM_TO | 0.60 | -0.60 | 0.60 | -0.60 | 1.50 | -1.50 |
| fase 3 | PERM_TO0 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.35 | 1.35 |
| | CEDIM. VINCOLARI | 0.60 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 1.20 | 0.00 |
| | RITIRO | 0.60 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 1.20 | 0.00 |

SLE: Combinazione di carico per le verifiche di instabilità delle membrature in acciaio e per le verifiche tensionali della soletta;

FR: Combinazione di carico per le verifiche a fessurazione della soletta;

SLU: Combinazione per le verifiche di resistenza delle membrature in acciaio

6 DIAGRAMMI DELLE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA

L'analisi delle caratteristiche della sollecitazione interna dei modelli di calcolo appena elencati, come già anticipato, è stata eseguita con l'ausilio del codice di calcolo agli elementi finiti sap2000, in allegato sono riportati i tabulati di output.

Di seguito, per ciascuna fase strutturale analizzata, si riportano i diagrammi delle sollecitazioni di verifica della trave esterno curva (momento e taglio) relativi alle condizioni di carico elementari.

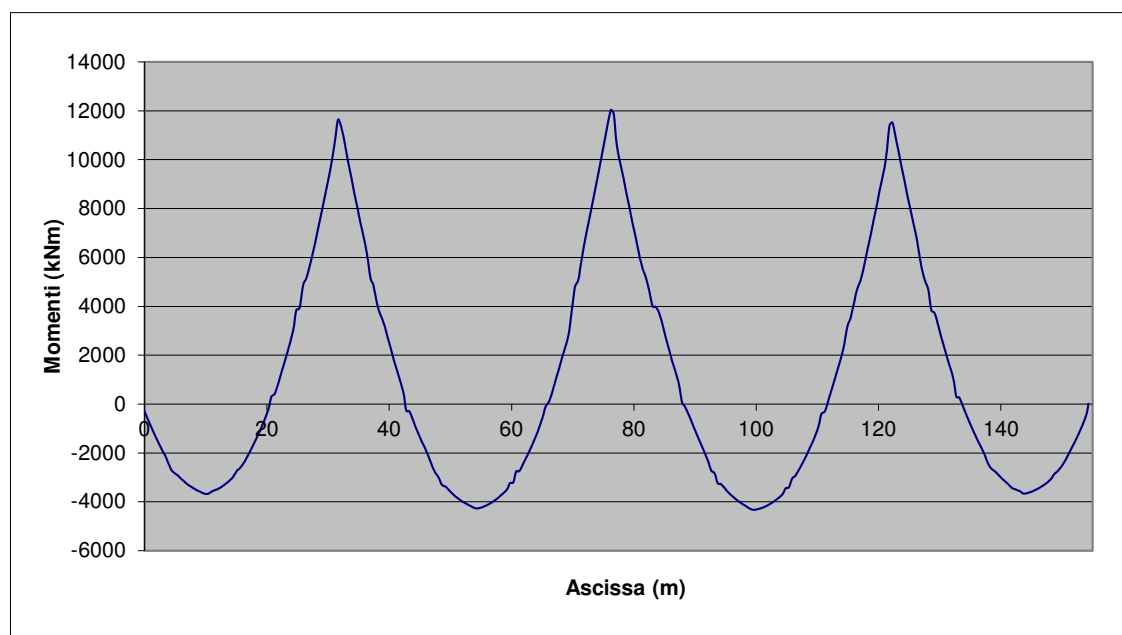


Fig. 6.1 – Diagramma dei momenti relativo al peso proprio travi+ peso soletta

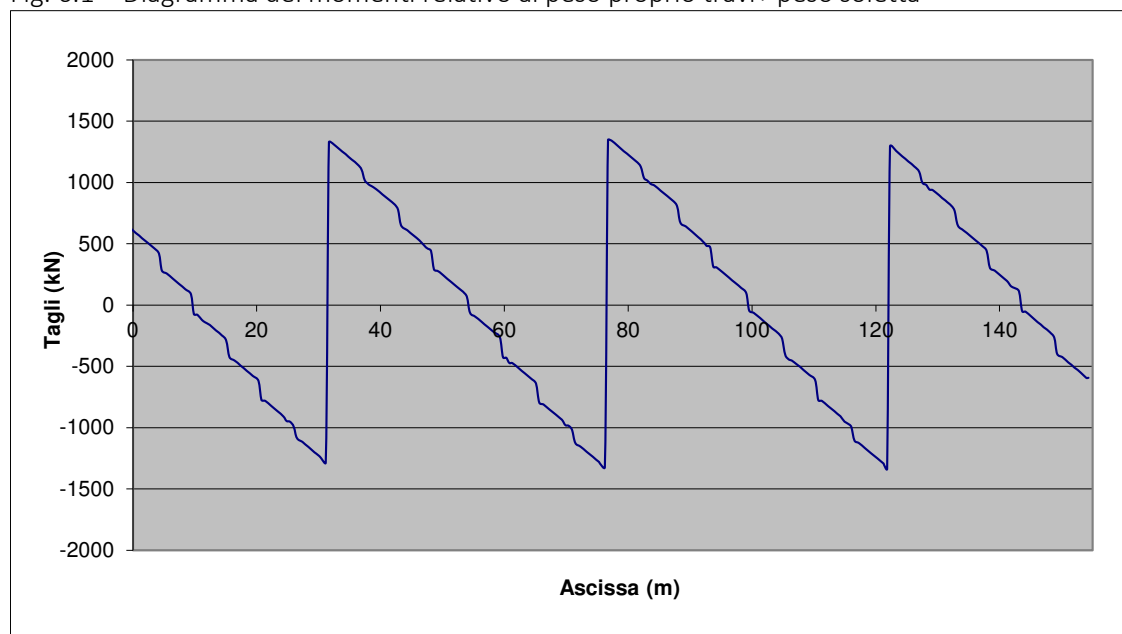


Fig. 6.2 – Diagramma dei tagli relativo al peso proprio travi+ peso soletta

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

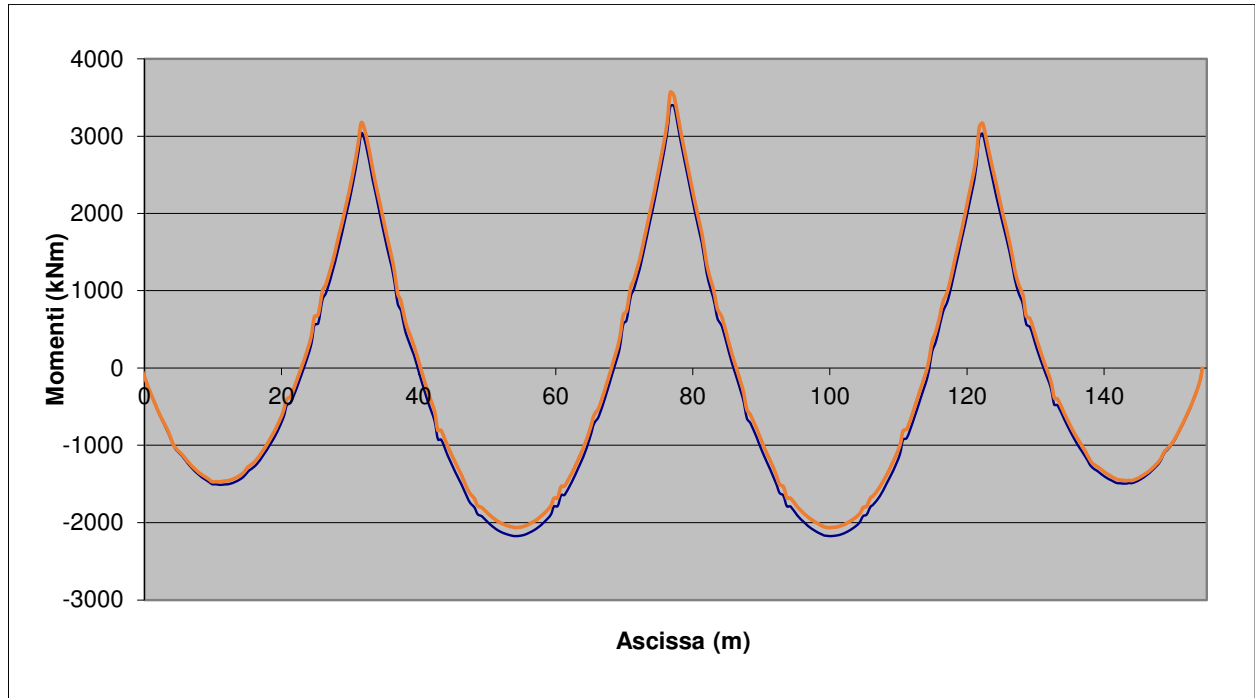


Fig. 6.3 – Diagramma dei momenti relativo al permanente portato a tempo iniziale e a tempo infinito

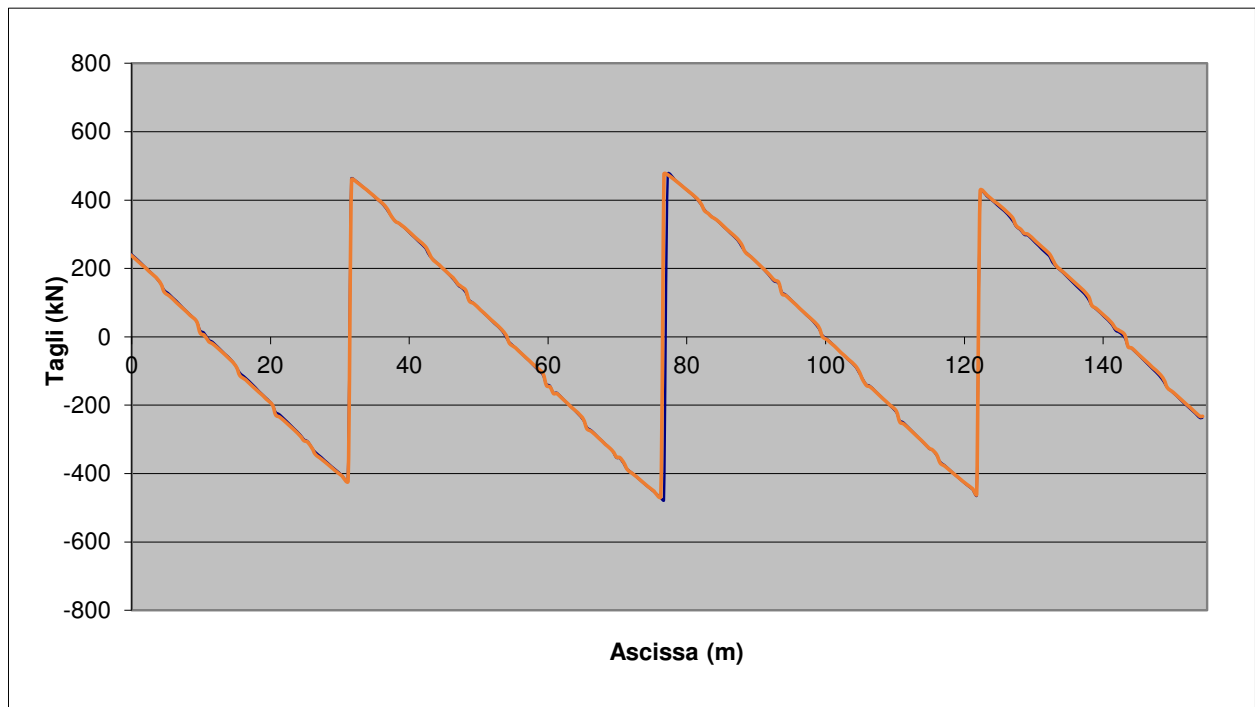


Fig. 6.4 – Diagramma dei tagli relativo al permanente portato a tempo iniziale e a tempo infinito

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

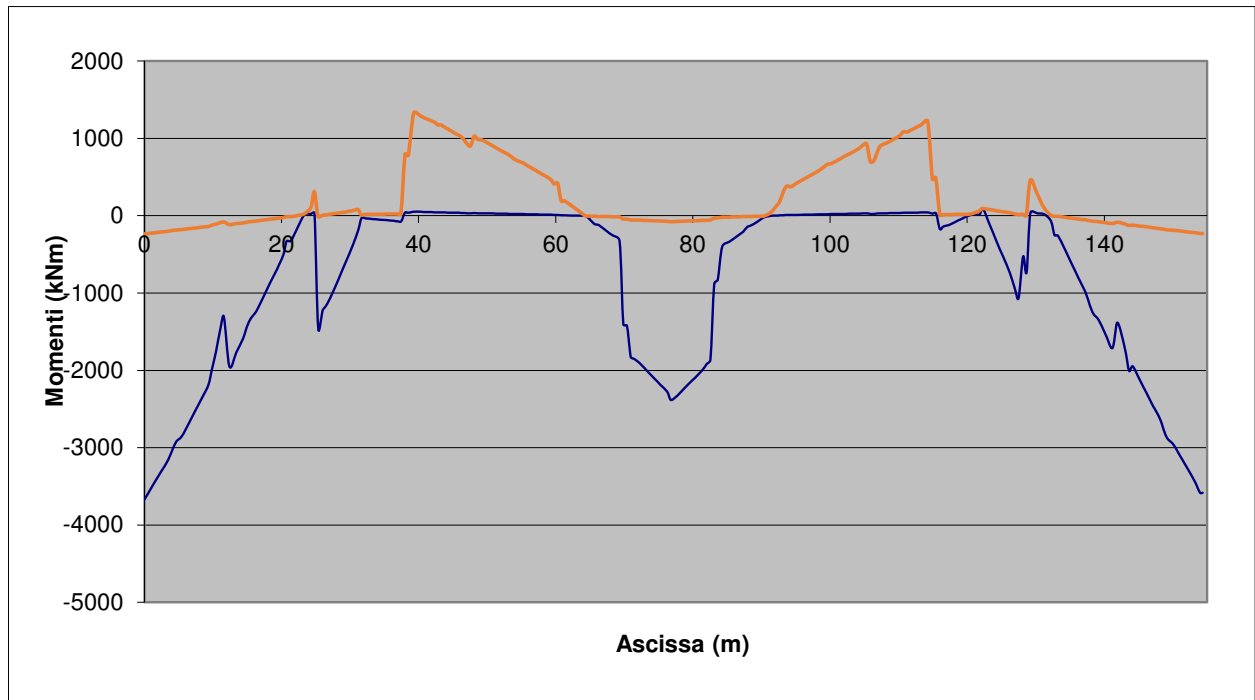


Fig. 6.5 – Diagramma dei momenti relativo al ritiro differenziale tra soletta e trave (-) e alla variazione uniforme di temperatura (\pm) a t_{00}

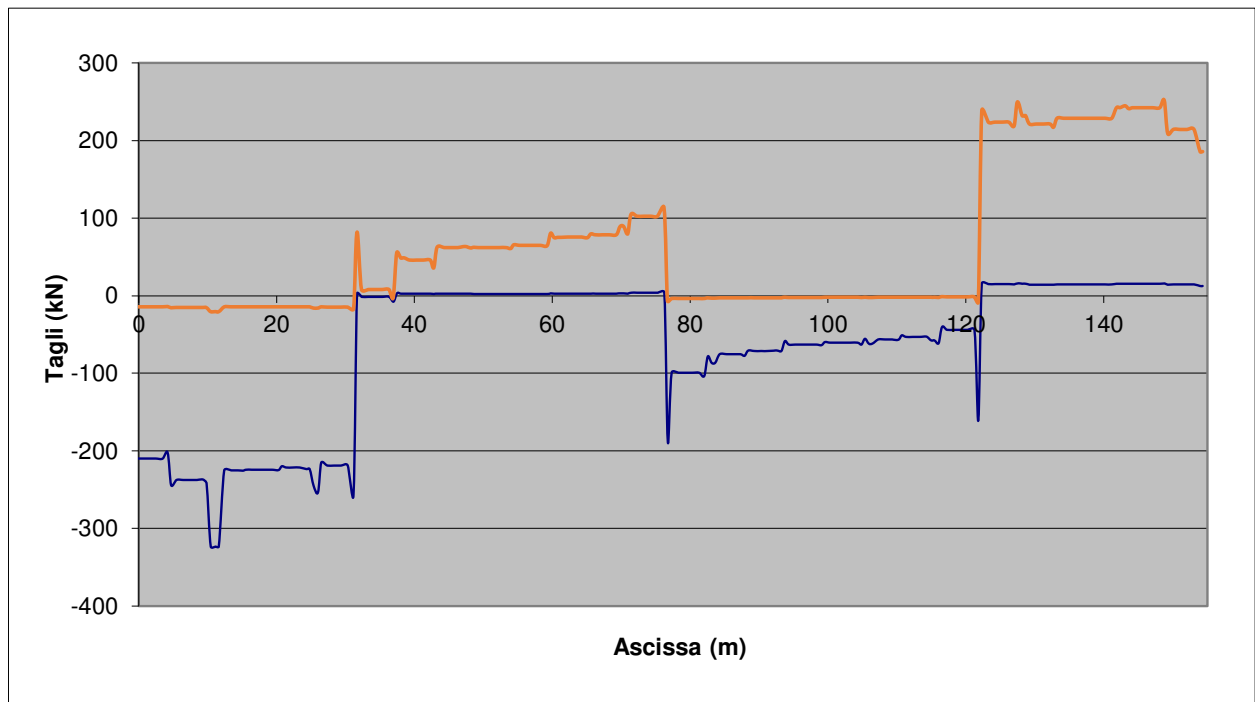


Fig. 6.6 – Diagramma dei tagli relativo al ritiro differenziale tra soletta e trave (-) e alla variazione uniforme di temperatura (\pm) a t_{00}

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

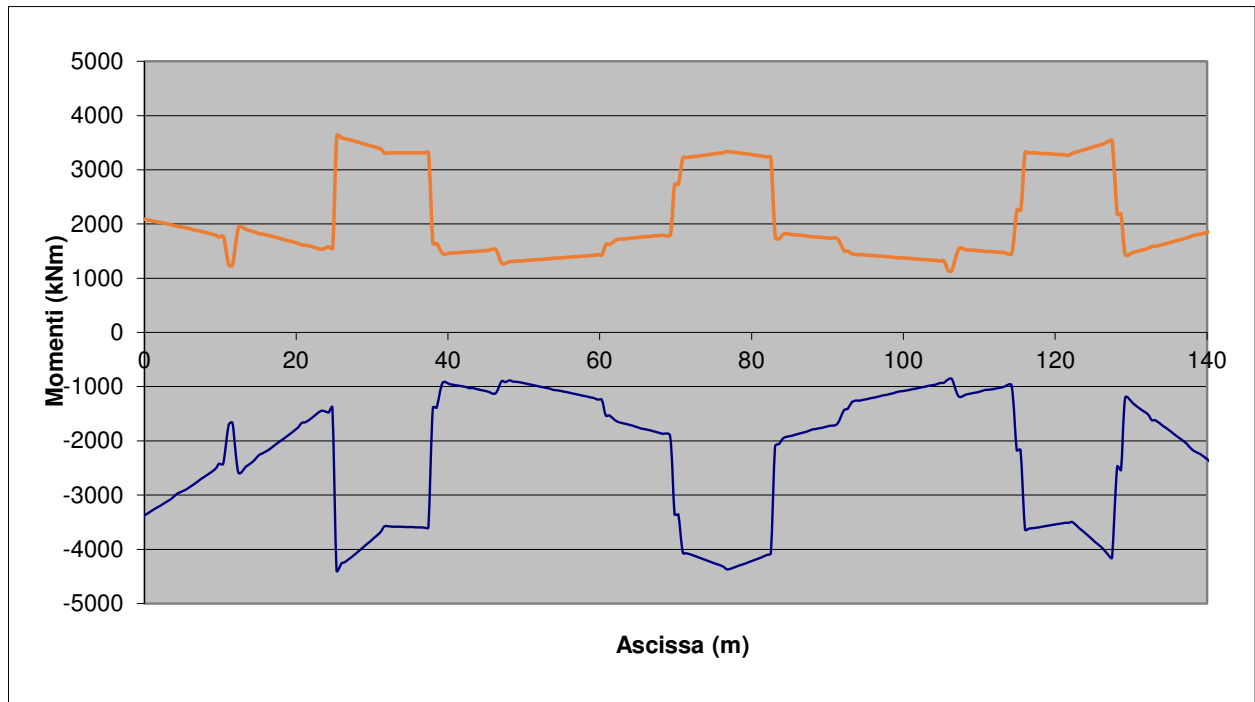


Fig. 6.7 – Diagramma dei momenti relativo alla variazione termica differenziale nella soletta ($\pm 5^{\circ}\text{C}$), alla variazione uniforme di temperatura ($\pm 27^{\circ}\text{C}$) a t_0 e alla variazione termica variabile linermente ($\pm 10^{\circ}\text{C}$)

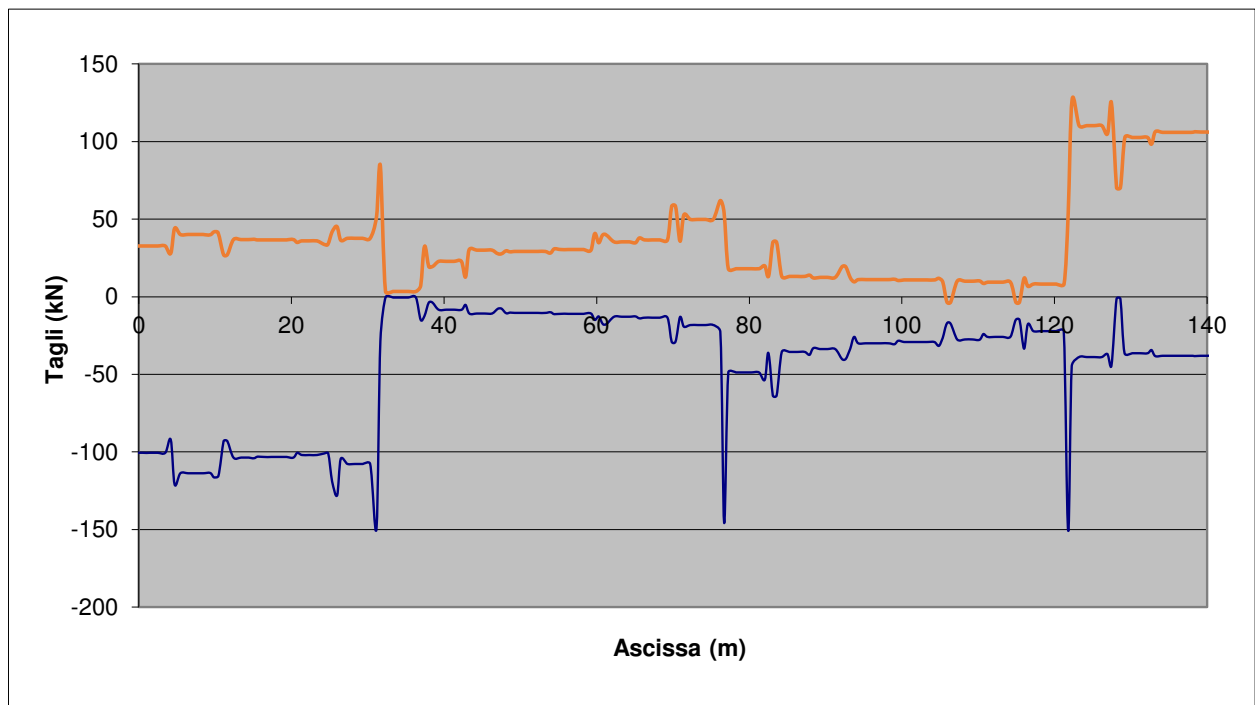


Fig. 6.8 – Diagramma dei tagli relativo alla variazione termica differenziale nella soletta ($\pm 5^{\circ}\text{C}$), alla variazione uniforme di temperatura ($\pm 27^{\circ}\text{C}$) a t_0 e alla variazione termica variabile linermente ($\pm 10^{\circ}\text{C}$)

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

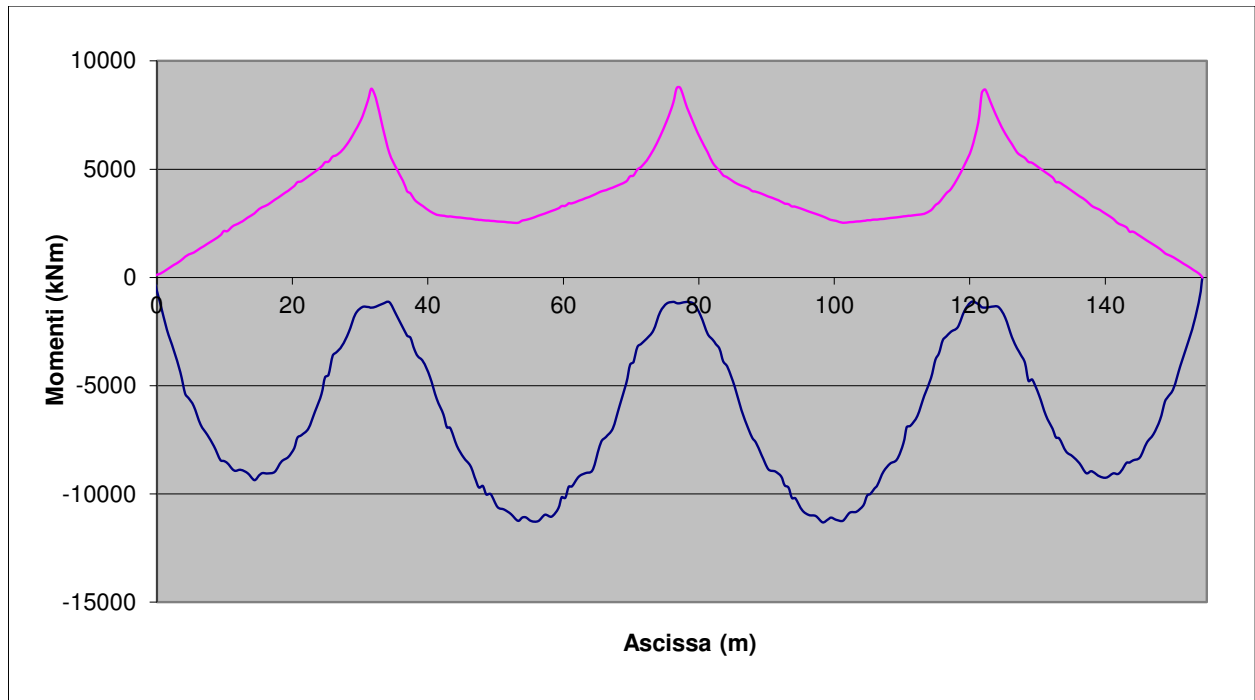


Fig. 6.9 – Diagramma dei momenti relativo ai carichi mobili massimi e minimi

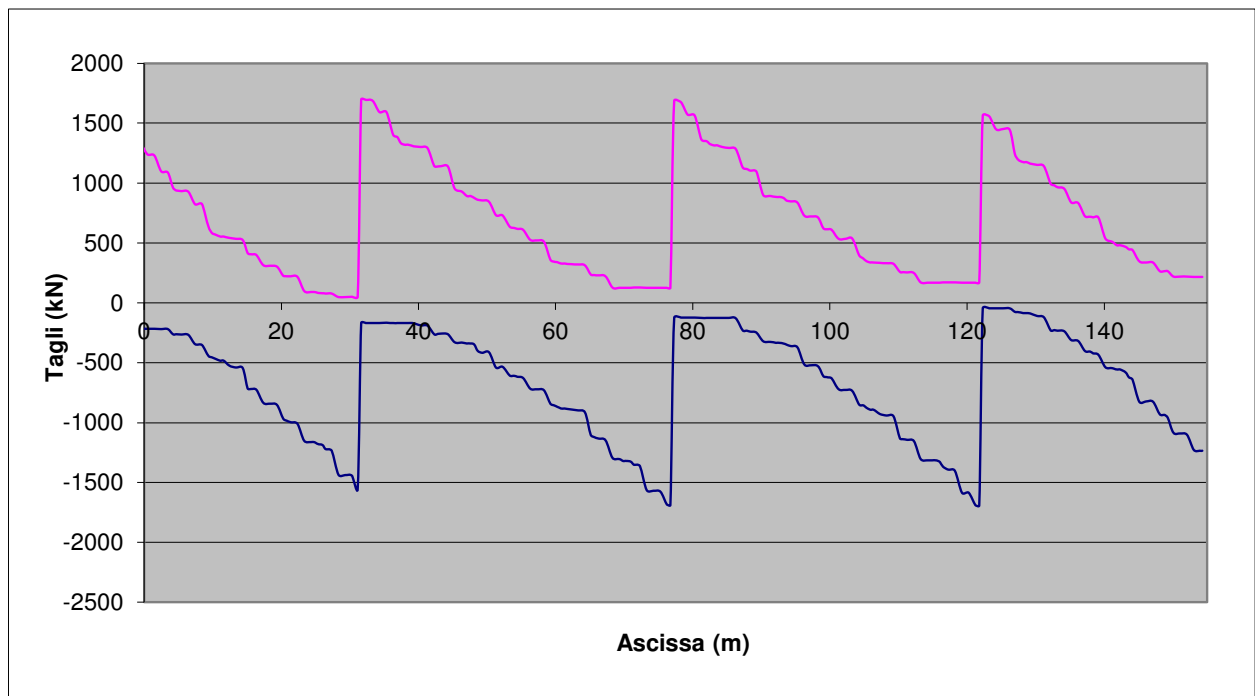


Fig. 6.10 – Diagramma dei tagli relativo ai carichi mobili massimi e minimi

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

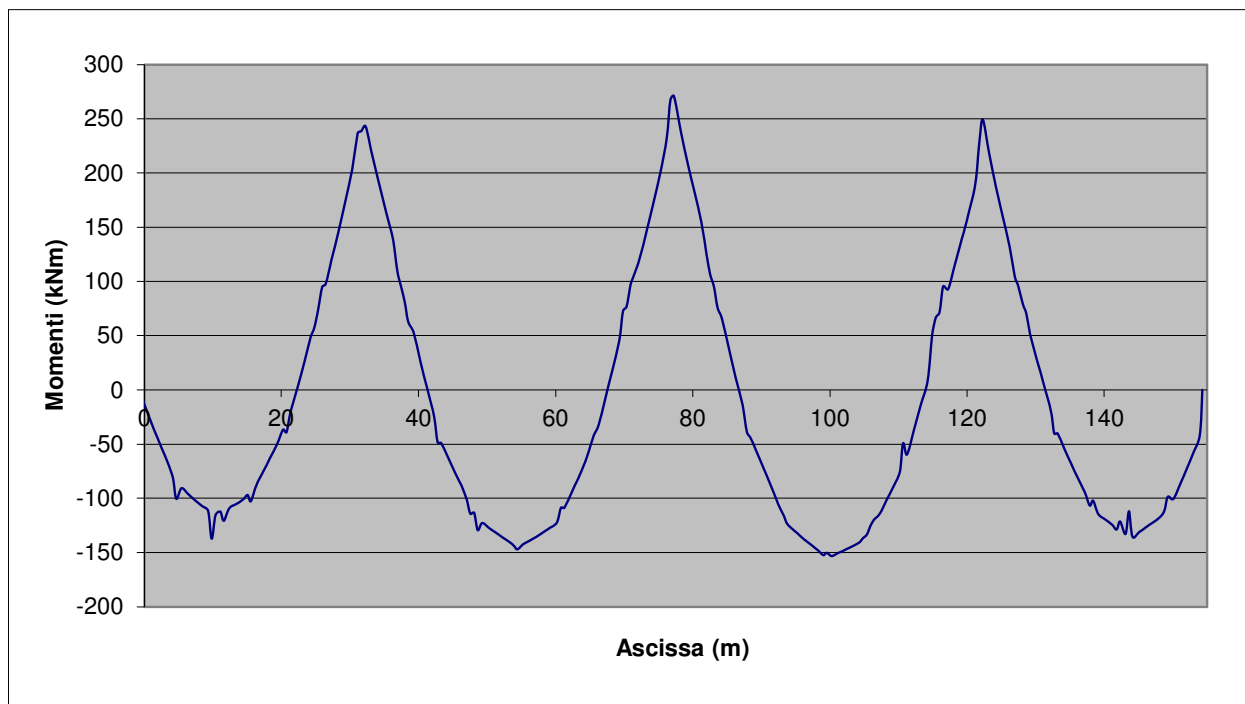


Fig. 6.11 – Diagramma dei momenti relativo al vento

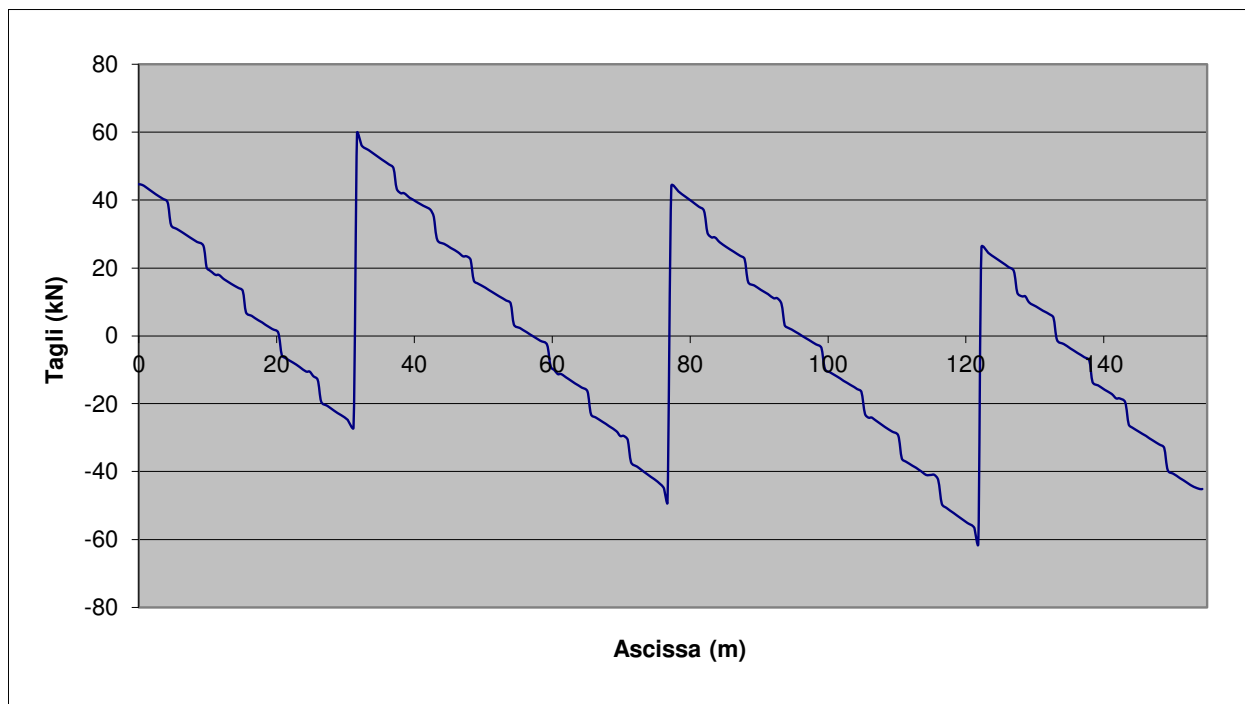


Fig. 6.12 – Diagramma dei tagli relativo al vento

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

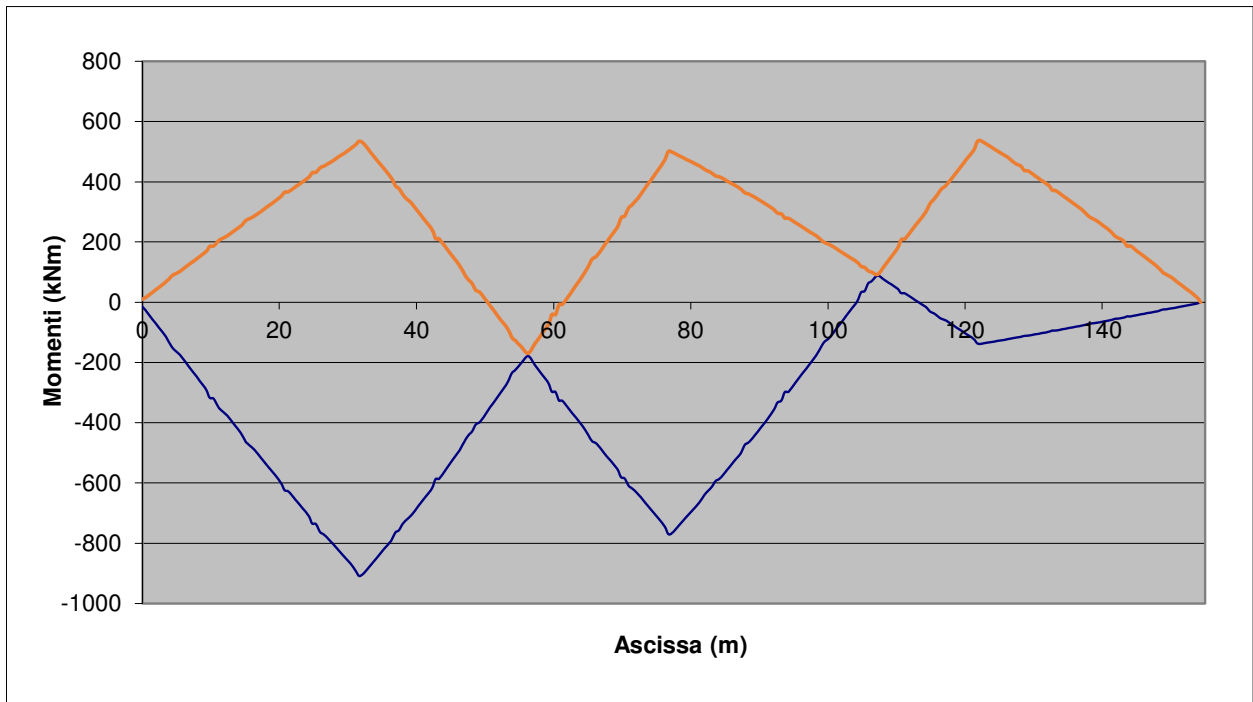


Fig. 6.13 – Diagramma dei momenti relativo ai cedimenti differenziali

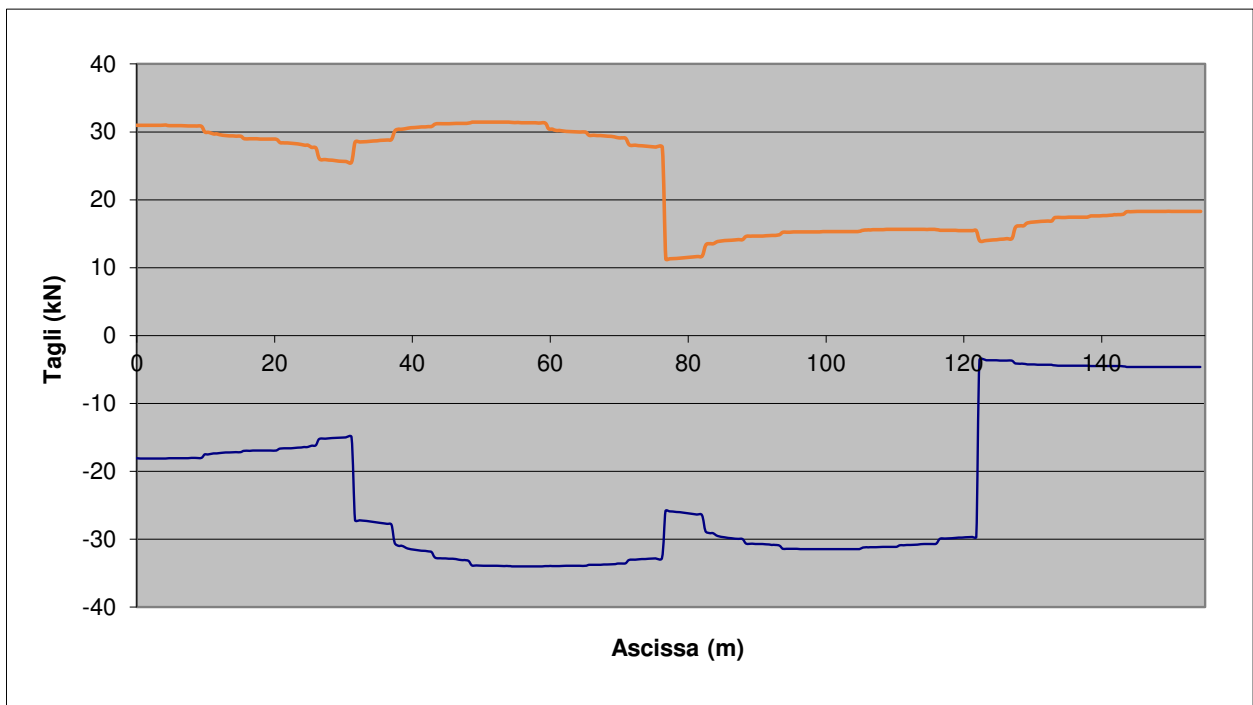


Fig. 6.14 – Diagramma dei tagli relativo ai cedimenti differenziali

7 DIAGRAMMI DELLE DEFORMAZIONI

Le frecce, espresse in millimetri, sono calcolate tenendo conto dei fenomeni viscosi (a tempo T_{00}) e sono relative alla freccia massima delle due travi.

Le condizioni di carico che contribuiscono alla deformata sono le seguenti:

- fp** peso proprio della struttura metallica e della soletta dell'impalcato
- ff** peso delle opere di finitura
- fr** effetti del ritiro della soletta ed effetto viscoso
- fa** effetti del traffico veicolare
- fv** effetti trasversali in esercizio

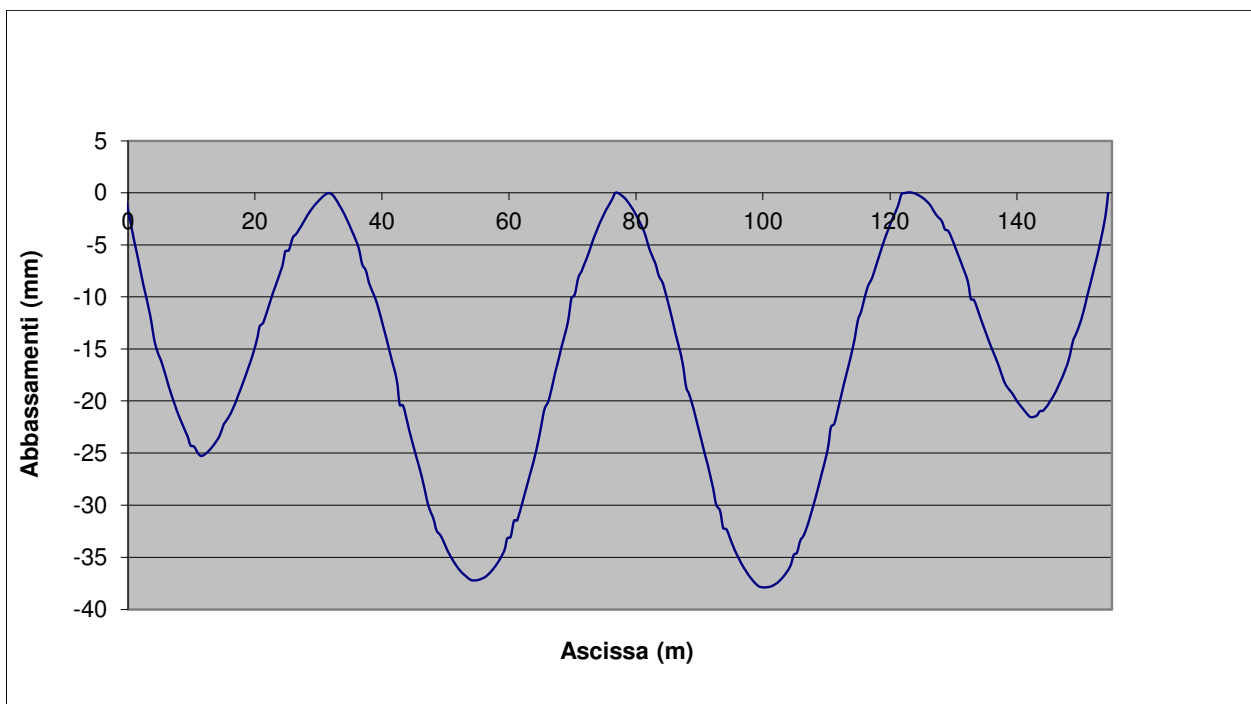


Fig. 7.1 – Abbassamenti verticali per il peso proprio della struttura (acciaio+ soletta)

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

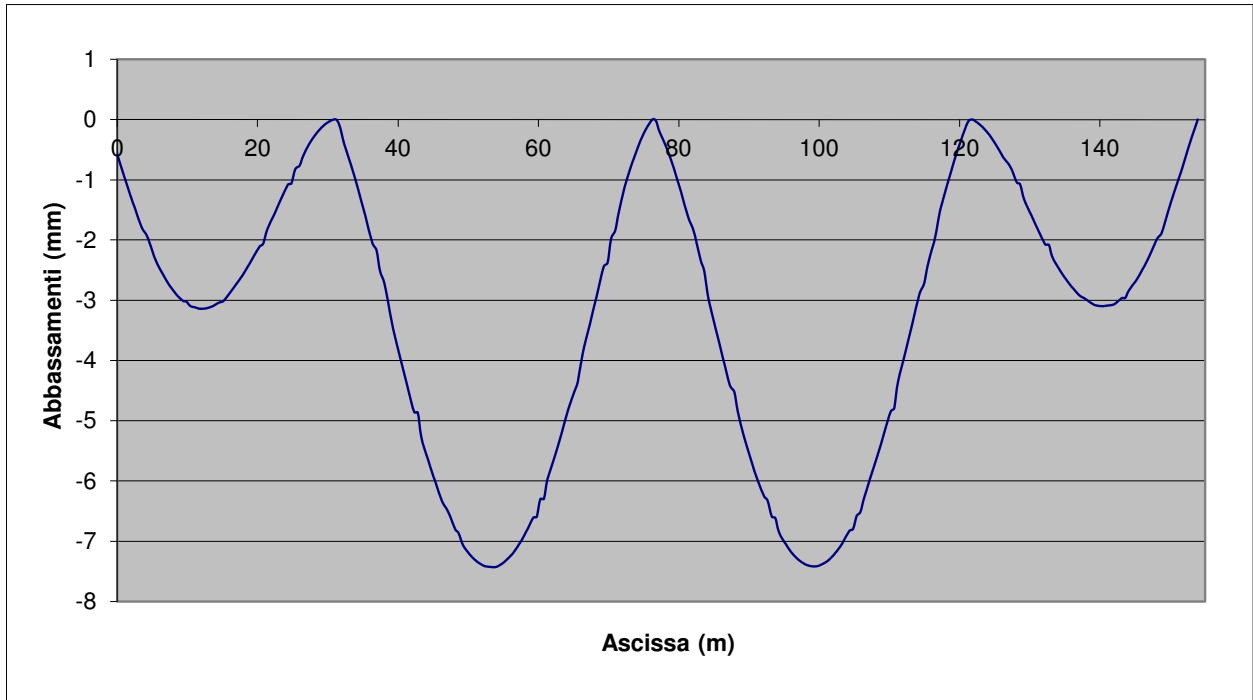


Fig. 7.2 – Abbassamenti verticali per il peso delle finiture

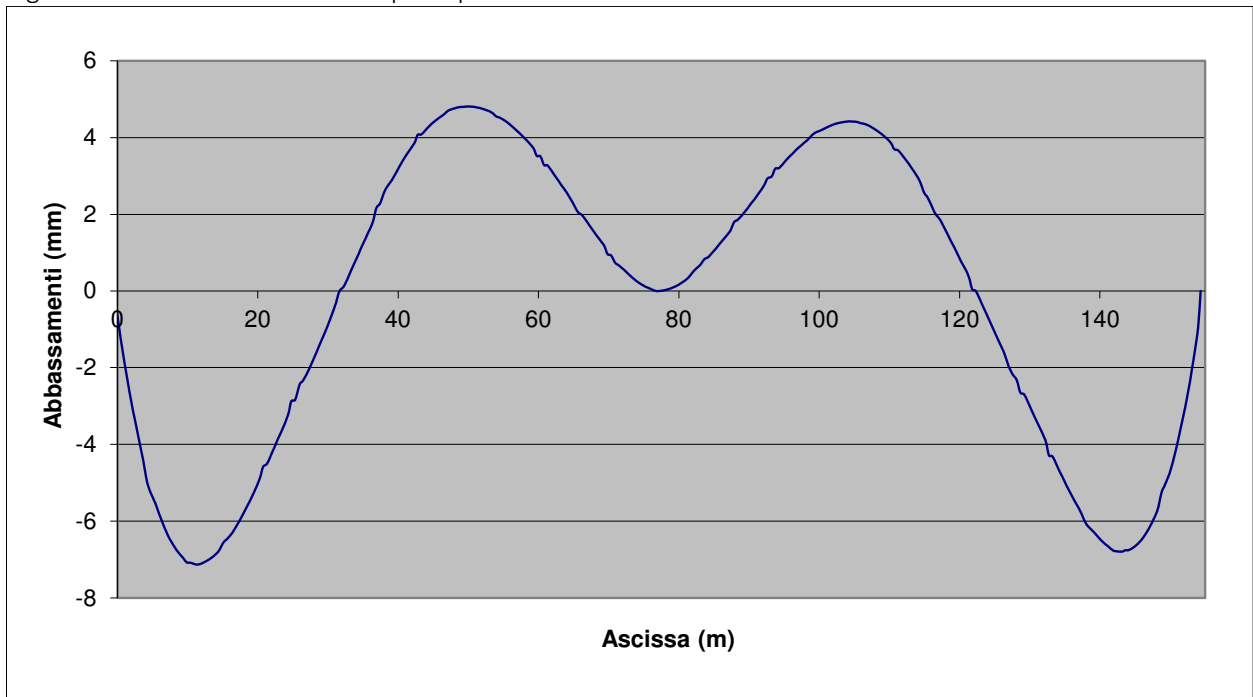


Fig. 7.3 – Abbassamenti verticali per gli effetti del ritiro della soletta ed effetti viscosi

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

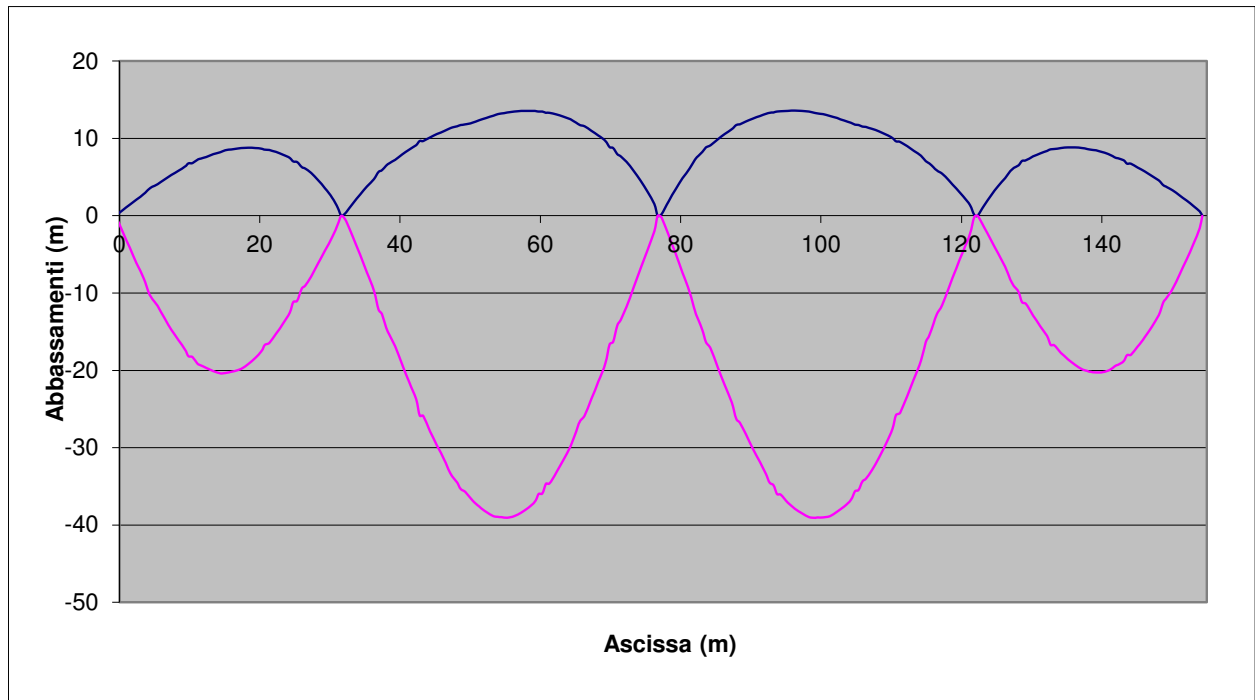


Fig. 7.4 – Abbassamenti verticali per gli effetti del traffico veicolare

La freccia massima del traffico veicolare è pari a $39.04 \text{ mm} < L/500 = 45000/500 = 90 \text{ mm}$.

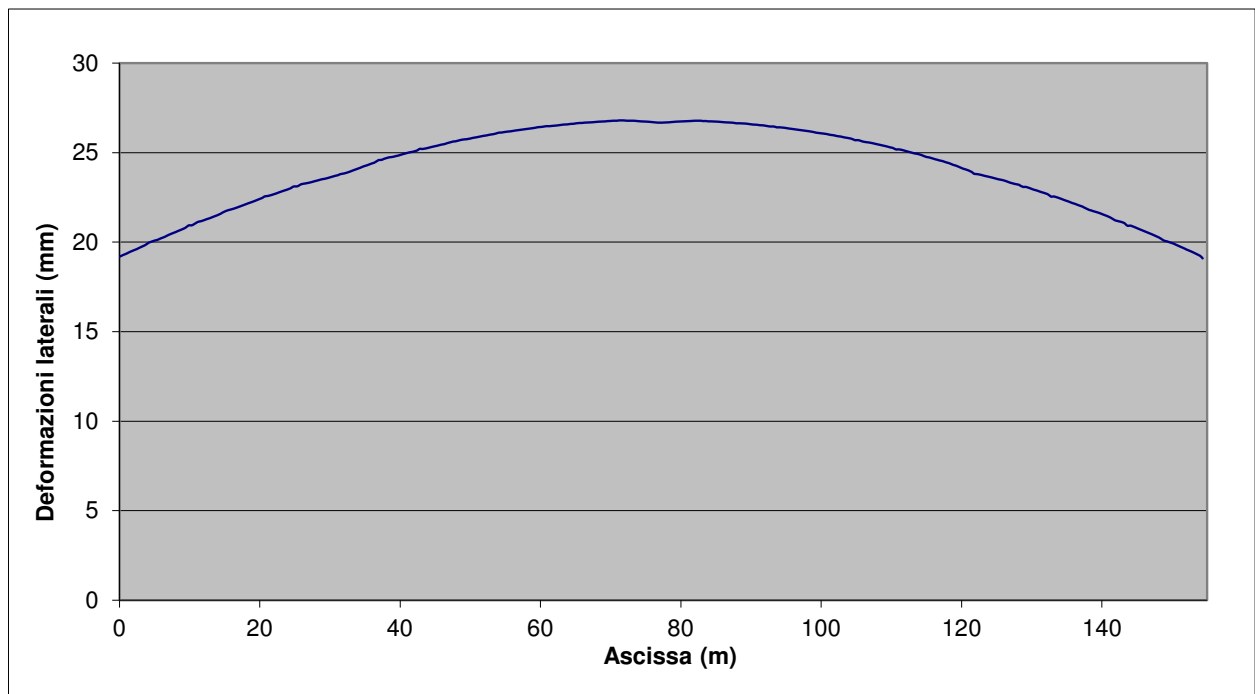


Fig. 7.5 – Deformazioni laterali in esercizio

8 CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE

La presente relazione di calcolo strutturale illustra il progetto nei suoi aspetti generali. Essa comprende solo una parte dei calcoli strutturali: le verifiche non riportate sono condotte analogamente a quelle descritte.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15;
- coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza per l'acciaio da carpenteria: 1.05;
- coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità per l'acciaio da carpenteria: 1.10.
- coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza delle sezioni in acciaio indebolite dai fori e per le unioni: 1.25.

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali e geotecniche condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

8.1 CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN MISTE ACCIAIO CALCESTRUZZO

Per le sezioni miste acciaio calcestruzzo si effettuano:

Verifiche degli elementi principali:

- verifiche di resistenza delle membrature;
- verifiche di stabilità: dei pannelli d'anima delle membrature inflesse (imbozzamento), delle piattabande compresse (stabilità a flessione-torsionale) e degli irrigidimenti in corrispondenza degli appoggi;
- verifiche a fatica;
- verifiche in esercizio della soletta in direzione longitudinale;

Verifiche degli elementi secondari:

- verifiche di resistenza e di scorrimento delle connessioni acciaio-calcestruzzo (pioli);
- verifiche delle unioni delle travate principali;
- verifiche di resistenza dei diaframmi pieni;
- verifiche di resistenza e di stabilità dei diaframmi reticolari e dei controventi;
- verifiche degli irrigidimenti trasversali e longitudinali.

9 VERIFICHE ELEMENTI PRINCIPALI

9.1 VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE (TRAVI PRINCIPALI)

Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3\tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

Dove:

- $\sigma_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;
- $\sigma_{z,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;
- τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura;

Facendo riferimento ad una procedura di comprovata validità, come consentito ai punti 4.2.4.1.2 e 4.2.4.1.3.4 del DM2018 e C4.2.4.1.3.4 della circolare applicativa, le verifiche saranno eseguite facendo riferimento al limite elastico degli elementi (stato limite ultimo elastico), indipendentemente dalla classificazione delle sezioni.

In tali ipotesi le verifiche di resistenza e stabilità saranno svolte con il metodo tensionale facendo riferimento alle istruzioni CNR 10011. In sostanza ciò significa considerare tutte le sezioni in classe 4 verificandone la stabilità locale senza impiegare il metodo delle larghezze efficaci.

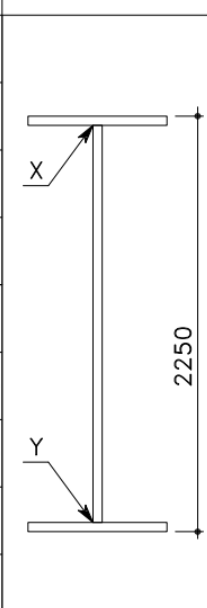
| CONCIO TIPO | C1 | C2 | C3 | C4 | C5 | C6 | C7 | | |
|--------------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---|-------|
| ALTEZZA TOTALE (TRAVI) | 2250 | 2250 | 2250 | 2250 | 2250 | 2250 | 2250 |  | |
| PIATTABANDA SUPERIORE | 800x20 | 800x30 | 900x40 | 800x30 | 800x20 | 800x30 | 900x40 | | |
| Radd. interno PIATTABANDA SUP. | ----- | ----- | 800x40 | ----- | ----- | ----- | 800x30 | | |
| ANIMA VERTICALE (TRAVI) | 20 | 16 | 20 | 16 | 16 | 16 | 20 | | |
| PIATTABANDA INFERIORE | 1000x40 | 1200x40 | 1200x40 | 1100x40 | 1100x40 | 1100x40 | 1100x40 | | |
| Radd. interno PIATTABANDA INF. | ----- | ----- | 1100x40 | ----- | ----- | ----- | 1000x40 | | |
| SALDATURE | X | 10x10 | 8x8 | 10x10 | 8x8 | 8x8 | 8x8 | | 10x10 |
| | Y | 10x10 | 8x8 | 10x10 | 8x8 | 8x8 | 8x8 | | 10x10 |

Fig. 9.1 Caratteristiche geometriche dei conchi di trave

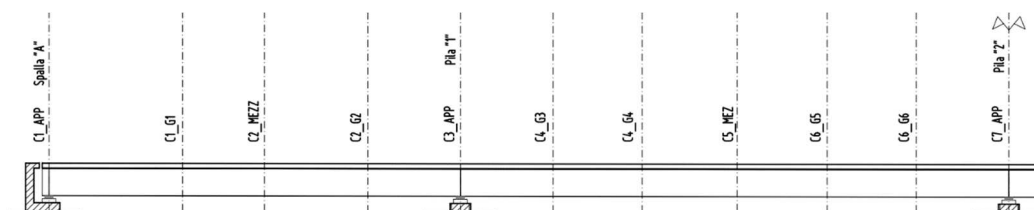
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Si riportano di seguito il riepilogo delle verifiche delle sezioni più significative della trave esterno curva (vedi figura seguente) per le combinazioni di carico di normativa. L'unità di misura utilizzata per le tensioni sono i N/mm² (MPa).

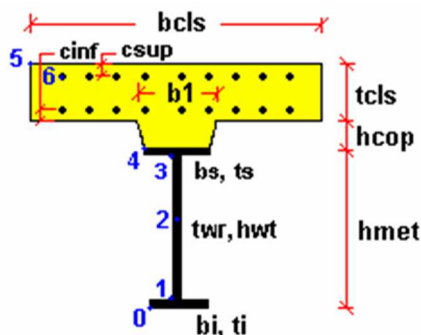
Tali verifiche vengono condotte con le sollecitazioni massime in base alle combinazioni di carico di normativa.

I tabulati completi sono presenti nella relazione degli allegati:

Schema delle sezioni di calcolo



Per la localizzazione delle tensioni di verifica che compaiono nelle tabelle seguenti si veda la figura seguente:



| Sezione | Max Fz | | | | | | | Min Fz | | | | | | |
|---------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|
| | σ _{d0} | σ _{d1} | σ _{d2} | σ _{d3} | σ _{d4} | σ ₅ | σ ₆ | σ _{d0} | σ _{d1} | σ _{d2} | σ _{d3} | σ _{d4} | σ ₅ | σ ₆ |
| C1_APP | 137 | 162 | 146 | 130 | 114 | -1 | 35 | 138 | 135 | 73 | 96 | 97 | -1 | 33 |
| C1_MEZZ | 154 | 149.2 | 73.6 | 158.8 | 158.4 | -2.1 | 59.5 | 147.1 | 154.2 | 81.1 | 158.8 | 158.7 | -2.3 | 55.0 |
| C1_G1 | 108 | 105.2 | 61.1 | 127.0 | 127.2 | -4.1 | 75.8 | 100.9 | 120.5 | 87.9 | 133.2 | 128.8 | -4.4 | 70.4 |
| C2_G2 | 297 | 301.2 | 197.1 | 280.3 | 277.9 | -0.2 | 132.2 | 300.0 | 324.7 | 245.2 | 291.7 | 270.3 | -0.6 | 123.3 |
| C3_APP | 305 | 347.5 | 258.5 | 311.8 | 276.4 | -2.7 | 144.2 | 303.7 | 309.8 | 186.9 | 273.4 | 275.9 | -2.7 | 143.4 |
| C4_G3 | 341 | 351.6 | 290.6 | 245.2 | 231.9 | -3.6 | 33.5 | 305.8 | 313.5 | 283.9 | 205.2 | 196.6 | -5.5 | 28.7 |
| C4_G4 | 105 | 135.4 | 134.8 | 157.9 | 132.0 | -7.5 | 71.0 | 99.2 | 98.9 | 87.6 | 128.1 | 128.7 | -7.7 | 66.9 |
| C5_MEZZ | 129 | 128.8 | 93.8 | 211.0 | 211.3 | -7.0 | 96.7 | 122.2 | 127.5 | 98.6 | 213.4 | 212.8 | -7.2 | 93.2 |
| C6_G5 | 84 | 85.9 | 78.0 | 126.2 | 126.7 | -6.3 | 85.0 | 68.2 | 115.3 | 130.1 | 160.1 | 136.0 | -7.0 | 67.3 |
| C6_G6 | 324 | 353.8 | 268.5 | 283.5 | 247.1 | -4.6 | 102.7 | 323.1 | 328.2 | 209.5 | 251.9 | 247.5 | -4.5 | 103.6 |
| C7_APP | 308 | 302.6 | 146.9 | 277.6 | 271.5 | -1.2 | 144.9 | 311.8 | 332.1 | 229.3 | 316.5 | 267.4 | -1.5 | 141.0 |

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

| Sezione | Max My | | | | | | | Min My | | | | | | |
|---------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|------------|------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|------------|------------|
| | σ_{id0} | σ_{id1} | σ_{id2} | σ_{id3} | σ_{id4} | σ_5 | σ_6 | σ_{id0} | σ_{id1} | σ_{id2} | σ_{id3} | σ_{id4} | σ_5 | σ_6 |
| C1_APP | 137 | 162 | 144 | 129 | 113 | -1 | 36 | 138 | 135 | 74 | 96 | 97 | -1 | 32 |
| C1_MEZZ | 155.3 | 150.1 | 72.6 | 158.0 | 157.7 | -2.0 | 63.5 | 276.6 | 274.0 | 82.3 | 185.2 | 183.1 | -7.2 | 44.5 |
| C1_G1 | 109.2 | 106.5 | 60.1 | 126.2 | 126.4 | -4.0 | 79.2 | 231.2 | 233.6 | 86.3 | 232.8 | 231.4 | -9.3 | 119.8 |
| C2_G2 | 298.5 | 302.6 | 198.2 | 277.3 | 274.7 | -0.4 | 129.1 | 203.2 | 241.4 | 244.1 | 161.8 | 113.4 | -4.8 | 68.5 |
| C3_APP | 305.0 | 347.5 | 258.5 | 311.8 | 276.4 | -2.7 | 144.2 | 246.6 | 258.7 | 186.9 | 207.6 | 201.9 | -6.7 | 54.4 |
| C4_G3 | 343.8 | 354.4 | 293.4 | 236.6 | 222.7 | -4.0 | 24.3 | 305.8 | 313.5 | 283.9 | 205.2 | 196.6 | -5.5 | 28.7 |
| C4_G4 | 110.2 | 138.7 | 133.0 | 156.0 | 130.3 | -7.2 | 78.1 | 246.8 | 240.3 | 89.3 | 140.5 | 145.2 | -13.1 | 142.8 |
| C5_MEZZ | 134.0 | 134.1 | 92.2 | 209.2 | 209.5 | -6.7 | 105.3 | 292.1 | 285.5 | 100.0 | 276.1 | 278.8 | -13.3 | 204.3 |
| C6_G5 | 83.7 | 85.9 | 78.0 | 126.2 | 126.7 | -6.3 | 85.0 | 229.4 | 241.6 | 130.1 | 168.8 | 148.2 | -12.4 | 146.7 |
| C6_G6 | 324.5 | 353.8 | 268.5 | 283.5 | 247.1 | -4.6 | 102.7 | 239.0 | 248.9 | 209.5 | 150.9 | 137.7 | -7.9 | 77.9 |
| C7_APP | 311.1 | 305.5 | 149.1 | 276.0 | 269.3 | -1.4 | 143.0 | 248.7 | 278.1 | 228.8 | 260.2 | 190.3 | -5.3 | 47.5 |

9.2 ROMPITRATTA

Il calcolo della trave rompitratta, HEB500, viene condotto considerando la trave continua su più appoggi costituiti dai diaframmi.

Segue l'analisi dei carichi afferenti la trave rompitratta, il calcolo delle sollecitazioni e le conseguenti verifiche di resistenza, imbozzamento e giunzioni bullonate e saldate:

| ANALISI DEI CARICHI E SOLLECITAZIONI | | | | | | | | | |
|---|---|-------|-------|-------------|------------|-----------|----------|------------|-----------|
| ROMPITRATTA | | | | | | | | | |
| PASSO DIAFRAMMI | | | | | | | | | |
| LARGHEZZA AFFERENTE ROMPITRATTA | | | | | | | | | |
| ANALISI DEI CARICHI PERMANENTI | | | | | | | | | |
| | | s (m) | L (m) | Punitario | P1 (kN/mq) | P2 (kN/m) | | | |
| Soletta (s=30 cm) | | | | | | | | | |
| Pavimentazione | | | | | | | | | |
| Peso rompitratta (Trave a doppia "T" B=400; H==500) | | | | | | | | | |
| CARICHI SUL ROMPITRATTA | | | | | | | | | |
| | c | | l (m) | P(unitario) | P1 (kN/mq) | P2 (kN/m) | P(kN/m) | Horiz (kN) | Vert (kN) |
| Soletta+Pav.+Romp. | | | | | | | | | |
| Accidentali (Courbon) | | | | | | | | | |
| Azione del vento | | | | | | | | | |
| Sisma | | | | | | | | | |
| SOLLECITAZIONI SUL ROMPITRATTA | | | | | | | | | |
| Esercizio SLE (g+q+0.6w) | | | | | | | | | |
| Esercizio SLU (1.35*g+1.35*q+0.9w) | | | | | | | | | |
| | | | | | | | T (kN/m) | M (kNm/m) | |
| | | | | | | | 533 | 500 | |
| | | | | | | | 720 | 675 | |

| TABELLA RIASSUNTIVA SOLLECITAZIONI | | | | | | | | | |
|------------------------------------|----------|--|--------|-----|--|--|--|--|--|
| AZIONE AS. (KN) | | | | | | | | | |
| MOMENTO (KNm) | | | | | | | | | |
| TAGLIO (KN) | | | | | | | | | |
| DATI TRAVE | | | | | | | | | |
| Verifica | | | | | | | | | |
| ACCIAIO FE510 | | | | | | | | | |
| | f_{yd} | | 338.10 | Mpa | | | | | |

VERIFICA DI RESISTENZA DELLA TRAVE

| Caratteristiche delle travi in acciaio | | | | | |
|---|-----------------------|---------|--|---------|----------|
| Altezza trave totale | Htr (m) | | | 0.5000 | |
| Larghezza piattabanda superiore | Bpe (m) | | | 0.3000 | |
| Spessore piattabanda superiore | Spe (m) | | | 0.0280 | |
| Larghezza piattabanda inferiore | Bpi (m) | | | 0.3000 | |
| Spessore piattabanda inferiore | Spi (m) | | | 0.0280 | |
| Spessore anima | Sa (m) | | | 0.0145 | |
| Altezza anima | Ha (m) | | | 0.4440 | |
| Area della sezione | Aa (m ²) | | | 0.0232 | |
| Momento statico lembo inferiore | Sai (m ³) | | | 0.0058 | |
| Dist. baric. lembo inferiore | Dagi (m) | | | 0.2500 | |
| Dist. baric. lembo superiore | Dage (m) | | | 0.2500 | |
| Momento d'inerzia baricentrico X | Jgx (m ⁴) | | | 0.0010 | |
| Modulo di resist. lembo super. | Wae (m ³) | | | 0.0042 | |
| Modulo di resist. lembo infer. | Wai (m ³) | | | 0.0042 | |
| Momento statico al lembo sup. anima | Sae (m ³) | | | 0.0020 | |
| Momento statico al lembo inf. anima | Sai (m ³) | | | 0.0020 | |
| Momento statico asse Y | Svi (m ³) | | | 0.0035 | |
| Dist. baric. asse Y | Dvgi (m) | | | 0.1500 | |
| Momento d'inerzia baricentrico Y | Jgy (m ⁴) | | | 0.0003 | |
| Riepilogo sollecitazioni (SLU) | | | | | |
| Sforzo normale | max | N (kN) | | 0 | |
| | min | N (kN) | | | |
| Sforzo di taglio | max | T (kN) | | 720 | |
| | min | T (kN) | | | |
| Momento flettente | max | M (kNm) | | | |
| | min | M (kNm) | | 675 | |
| Verifiche delle sezioni (SLU) | | | | | |
| tensione nor.le piattabanda sup. | σ ala sup. | MPa | | -161.82 | |
| tensione nor.le piattabanda inf. | σ ala inf. | MPa | | 161.82 | |
| tensione tang.le bar. anima | τ anima baric. | MPa | | 99.28 | |
| tensione nor.le attacco anima-piatt. sup. | σ anima sup. | MPa | | -143.70 | |
| tensione tang.le attacco anima-piatt. sup. | τ anima sup. | MPa | | 4.56 | |
| tensione ideale attacco anima-piatt. sup. | σ id sup. | MPa | | 144.13 | |
| tensione nor.le attacco anima-piatt. inf. | σ anima inf. | MPa | | 143.70 | |
| tensione tang.le attacco anima-piatt. inf. | τ anima inf. | MPa | | 4.56 | |
| tensione ideale attacco anima-piatt. inf. | σ id inf. | MPa | | -144.13 | |
| VERIFICA IMBOZZAMENTO | | | | | |
| RAPPORTI LARGHEZZA-SPESSORE DIAGONALE | | | | | |
| Fe = | 510 | h= | 44.4 cm | t= | 1.450 cm |
| fd= | 355 | | | | |
| h/t = | 29.62 | | (CNR10011-85 7.2.6.2) | | |
| limite | 36.00 | | h/t< limite:non fare verifica CNR10011 | | |

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

VERIFICA DEL COLLEGAMENTO A TAGLIO BULLONATO IN CORRISPONDENZA DEI DIAFRAMMA DI PILA

| | | | | | | | |
|--------------------------|--|--|--|-----------|---|-------|-----|
| anime | | | | | | | |
| | Tipologia | | | | | | |
| | Giunto | | | G1 | | | |
| A | area lorda (mm ²) | | | 6786 | | | |
| σ_{es} | massima tensione assiale (Mpa) | | | 0.00 | | | |
| τ_{es} | tensione tangenziale media (Mpa) | | | 99.28 | | | |
| n_b | n° bulloni allineati (verticalmente) | | | 4 | | | |
| n_f | n° file di bulloni (da un lato del giunto) | | | 4 | | | |
| A* | area netta (mm ²) | | | 4962 | | | |
| τ_{es}^* | tensione tangenziale media netta (Mpa) | | | 135.78 | | | |
| Tv | taglio verticale su un bullone (una faccia) (kN) | | | 21.05 | | | |
| To | taglio orizzontale su un bullone (una faccia) (kN) | | | 0.00 | | | |
| Vf | taglio vettoriale su un bullone (una faccia) (kN) | | | 21.05 | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| coprigiunto anime | | | | | | | |
| | | | | sp | | | |
| | | | | 14 | | | |
| σ_{rif} | tensione di rifollamento (Mpa) | | | 52.77 | < | 275.1 | MPa |
| | | | | | | | |
| Ac | area netta coprigiunti (mm ²) | | | 5208 | > | A* | |

VERIFICA DELLE SALDATURE TESTA A TESTA TRA I PROFILI HEB

Le saldature rimanenti sono a piena penetrazione realizzate con materiali d'apporto aventi resistenza uguale o maggiore a quella degli elementi collegati. Pertanto, la resistenza di progetto dei collegamenti a piena penetrazione si assume eguale alla resistenza di progetto del più debole tra gli elementi connessi.

9.4 VERIFICHE DI STABILITÀ

9.4.1 Stabilità dei pannelli d'anima (imbozzamento)

La verifica di instabilità viene condotta in accordo alla [CNR10011] §7.6.2.

I tabulati di verifica completi sono presenti in allegato.

Di seguito vengono riportati i tabulati di riepilogo delle suddette verifiche nelle sezioni precedentemente definite con le seguenti convenzioni:

"P1; P2" e "P3" sono i pannelli dell'anima della trave delimitati lateralmente dagli irrigidimenti trasversali dell'anima, superiormente o inferiormente dalla piattabanda e dagli irrigidimenti longitudinali;

C1 APP

Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

| | | |
|---|---------------------------|---------------------------|
| Interasse degli irrigidimenti trasversali a | 2708 | mm |
| Distanza netta fra le piattabande h | 2190 | mm |
| Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale | 2190 | mm |
| Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale | 2190 | mm |
| Spessore dell'anima tweb | 20 | mm |
| Pannello 1: h=2190 alfa=1,24 | Pannello 2: h=0 alfa=0,00 | Pannello 3: h=0 alfa=0,00 |

C2 MEZZ

Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

| | | |
|---|------------------------------|---------------------------|
| Interasse degli irrigidimenti trasversali a | 2708 | mm |
| Distanza netta fra le piattabande h | 2190 | mm |
| Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale | 750 | mm |
| Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale | 2190 | mm |
| Spessore dell'anima tweb | 16 | mm |
| Pannello 1: h=750 alfa=3.61 | Pannello 2: h=1440 alfa=1.88 | Pannello 3: h=0 alfa=0.00 |

C2 G1

Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

| | | |
|---|------------------------------|---------------------------|
| Interasse degli irrigidimenti trasversali a | 2708 | mm |
| Distanza netta fra le piattabande h | 2180 | mm |
| Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale | 750 | mm |
| Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale | 2180 | mm |
| Spessore dell'anima tweb | 16 | mm |
| Pannello 1: h=750 alfa=3,61 | Pannello 2: h=1430 alfa=1,89 | Pannello 3: h=0 alfa=0,00 |

C2 G2

Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

| | | |
|---|------|----|
| Interasse degli irrigidimenti trasversali a | 2708 | mm |
| Distanza netta fra le piattabande h | 2190 | mm |

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

| | |
|---|---------|
| Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale | 750 mm |
| Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale | 1500 mm |
| Spessore dell'anima tweb | 16 mm |
| Pannello 1: h=750 alfa=3,61 Pannello 2: h=750 alfa=3,61 Pannello 3: h=690 alfa=3,92 | |

C3_APP

Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

| | |
|--|---------|
| Interasse degli irrigidimenti trasversali a | 2078 mm |
| Distanza netta fra le piattabande h | 2090 mm |
| Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale | 1500 mm |
| Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale | 2090 mm |
| Spessore dell'anima tweb | 20 mm |
| Pannello 1: h=1500 alfa=1,39 Pannello 2: h=590 alfa=3,52 Pannello 3: h=0 alfa=0,00 | |

C4_G3

Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

| | |
|---|---------|
| Interasse degli irrigidimenti trasversali a | 2812 mm |
| Distanza netta fra le piattabande h | 2180 mm |
| Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale | 750 mm |
| Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale | 1400 mm |
| Spessore dell'anima tweb | 16 mm |
| Pannello 1: h=750 alfa=3,75 Pannello 2: h=650 alfa=4,33 Pannello 3: h=780 alfa=3,61 | |

C4_G4

Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

| | |
|--|---------|
| Interasse degli irrigidimenti trasversali a | 2812 mm |
| Distanza netta fra le piattabande h | 2180 mm |
| Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale | 750 mm |
| Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale | 2180 mm |
| Spessore dell'anima tweb | 16 mm |
| Pannello 1: h=750 alfa=3,75 Pannello 2: h=1430 alfa=1,97 Pannello 3: h=0 alfa=0,00 | |

C5_MEZZ

Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

| | |
|--|---------|
| Interasse degli irrigidimenti trasversali a | 2812 mm |
| Distanza netta fra le piattabande h | 2190 mm |
| Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale | 750 mm |
| Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale | 2190 mm |
| Spessore dell'anima tweb | 16 mm |
| Pannello 1: h=750 alfa=3,75 Pannello 2: h=1440 alfa=1,95 Pannello 3: h=0 alfa=0,00 | |

C6_G5

Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

| | |
|---|---------|
| Interasse degli irrigidimenti trasversali a | 2812 mm |
| Distanza netta fra le piattabande h | 2180 mm |

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

| | |
|--|---------|
| Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale | 750 mm |
| Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale | 2180 mm |
| Spessore dell'anima tweb | 16 mm |
| Pannello 1: h=750 alfa=3,75 Pannello 2: h=1430 alfa=1,97 Pannello 3: h=0 alfa=0,00 | |

C6_G6

Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

| | |
|---|---------|
| Interasse degli irrigidimenti trasversali a | 2812 mm |
| Distanza netta fra le piattabande h | 2180 mm |
| Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale | 750 mm |
| Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale | 1500 mm |
| Spessore dell'anima tweb | 16 mm |
| Pannello 1: h=750 alfa=3,75 Pannello 2: h=750 alfa=3,75 Pannello 3: h=680 alfa=4,14 | |

C7_APP

Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

| | |
|--|---------|
| Interasse degli irrigidimenti trasversali a | 2812 mm |
| Distanza netta fra le piattabande h | 2100 mm |
| Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale | 1500 mm |
| Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale | 2100 mm |
| Spessore dell'anima tweb | 20 mm |
| Pannello 1: h=1500 alfa=1,87 Pannello 2: h=600 alfa=4,69 Pannello 3: h=0 alfa=0,00 | |

"cc" sono le condizioni di carico con o senza ritiro e delta termico differenziale:

cc1=Con ritiro, DT+ cc2=Con Ritiro, DT- cc3=Senza ritiro,DT+ cc4=Senza ritiro,DT-

La verifica risulta soddisfatta se:

$$\eta = \frac{\sigma_{cr,id}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}} \geq \beta v$$

Di seguito si riportano i tabulati completi delle verifiche di stabilità locale dei pannelli d'anima:

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

| CONCI | P | cc | My max | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--------|-------|---------|----------------|----------------|-----------|------------|--------|--------------|-------|-----------------|---------------|----------|------------|------------|------------------|-------------------|----------|--------|------|-------|
| | | | σ_{sup} | σ_{inf} | t_{med} | σ_1 | ψ | k_{σ} | k_t | $\sigma_{cr,0}$ | σ_{cr} | t_{cr} | σ_N | σ_M | $\sigma_{cr,id}$ | $\sigma_{cr,red}$ | $v\beta$ | η | | |
| C1_APP | P1 | cc1 | -83.5 | -21.3 | 59 | 83 | 0 | 6 | 7.96 | 15.53 | 96.22 | 124 | 52 | 31 | 128 | 128 | 0.93 | 0.96 | | |
| | | cc2 | -91.3 | 115.8 | 54 | 91 | -1 | 24 | 7.96 | 15.53 | 371.15 | 124 | 12 | 104 | 265 | 265 | 0.82 | 2.04 | | |
| | | cc3 | 5.4 | -69.9 | 64 | 70 | 0 | 8 | 7.96 | 15.53 | 126.98 | 124 | 32 | 38 | 165 | 165 | 0.89 | 1.25 | | |
| | | cc4 | -2.5 | 67.2 | 59 | 3 | -27 | 24 | 7.96 | 15.53 | 371.15 | 124 | 32 | 35 | 234 | 234 | 0.90 | 2.31 | | |
| | | cc1 | -21.3 | -21.3 | 59 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | cc2 | 115.8 | 115.8 | 54 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | cc3 | -69.9 | -69.9 | 64 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | cc4 | 67.2 | 67.2 | 59 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | cc1 | -21.3 | -21.3 | 59 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | cc2 | 115.8 | 115.8 | 54 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | cc3 | -69.9 | -69.9 | 64 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | cc4 | 67.2 | 67.2 | 59 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | C1_MEZZ | P1 | cc1 | -132 | -40.8 | 4 | 132 | 0 | 6 | 5.65 | 84.74 | 504.93 | 479 | 86 | 45 | 505 | 337 | 1.00 | 2.55 |
| | | | | cc2 | -154 | -98.6 | 18 | 154 | 1 | 5 | 5.65 | 84.74 | 409.49 | 479 | 126 | 28 | 414 | 327 | 1.00 | 2.08 |
| | | | | cc3 | -66.9 | -7.38 | 11 | 67 | 0 | 7 | 5.65 | 84.74 | 588.19 | 479 | 37 | 30 | 595 | 342 | 1.00 | 4.91 |
| | | | | cc4 | -89.5 | -65.1 | 25 | 89 | 1 | 5 | 5.65 | 84.74 | 389.53 | 479 | 77 | 12 | 415 | 328 | 1.00 | 3.29 |
| cc1 | -40.8 | | | 133.9 | 4 | 41 | -3 | 24 | 6.47 | 22.99 | 549.40 | 149 | 47 | 87 | 537 | 339 | 1.00 | 8.20 | | |
| cc2 | -98.6 | | | 8.664 | 18 | 99 | 0 | 8 | 6.47 | 22.99 | 189.98 | 149 | 45 | 54 | 193 | 193 | 1.00 | 1.86 | | |
| cc3 | -7.38 | | | 107 | 11 | 7 | -15 | 24 | 6.47 | 22.99 | 549.40 | 149 | 50 | 57 | 413 | 327 | 1.00 | 15.66 | | |
| cc4 | -65.1 | | | -18.3 | 25 | 65 | 0 | 6 | 6.47 | 22.99 | 139.87 | 149 | 42 | 23 | 154 | 154 | 1.00 | 1.97 | | |
| cc1 | 133.9 | | | 133.9 | 4 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| cc2 | 8.664 | | | 8.664 | 18 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| cc3 | 107 | | | 107 | 11 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| cc4 | -18.3 | | | -18.3 | 25 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| C1_G1 | P1 | | | cc1 | -64.5 | -9.93 | -2 | 65 | 0 | 7 | 5.65 | 84.74 | 567.69 | 479 | 37 | 27 | 568 | 341 | 1.00 | 5.27 |
| | | | | cc2 | -120 | -78.5 | 10 | 120 | 1 | 5 | 5.65 | 84.74 | 406.20 | 479 | 99 | 21 | 409 | 327 | 1.00 | 2.69 |
| | | | | cc3 | -25.3 | 10.6 | 8 | 25 | 0 | 12 | 5.65 | 84.74 | 1017.39 | 479 | 7 | 18 | 940 | 350 | 1.00 | 12.10 |
| | | | | cc4 | -81.1 | -57.9 | 20 | 81 | 1 | 5 | 5.65 | 84.74 | 392.32 | 479 | 70 | 12 | 413 | 327 | 1.00 | 3.70 |
| | | cc1 | -9.93 | 94.13 | -2 | 10 | -9 | 24 | 6.46 | 23.31 | 557.12 | 150 | 42 | 52 | 540 | 339 | 1.00 | 31.98 | | |
| | | cc2 | -78.5 | 1.236 | 10 | 78 | 0 | 8 | 6.46 | 23.31 | 180.36 | 150 | 39 | 40 | 182 | 182 | 1.00 | 2.26 | | |
| | | cc3 | 10.6 | 79.12 | 8 | 0 | 0 | 8 | 6.46 | 23.31 | 178.01 | 150 | 45 | 34 | 261 | 261 | 1.00 | 18.67 | | |
| | | cc4 | -57.9 | -13.8 | 20 | 58 | 0 | 6 | 6.46 | 23.31 | 146.36 | 150 | 36 | 22 | 159 | 159 | 1.00 | 2.34 | | |
| | | cc1 | 94.13 | 94.13 | -2 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | cc2 | 1.236 | 1.236 | 10 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | cc3 | 79.12 | 79.12 | 8 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | cc4 | -13.8 | -13.8 | 20 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | C2_G2 | P1 | cc1 | 37.68 | -73.8 | -38 | 74 | -1 | 13 | 5.65 | 84.74 | 1138.77 | 479 | 18 | 56 | 935 | 350 | 1.00 | 3.52 |
| | | | | cc2 | 175.6 | 71.49 | -43 | 0 | 0 | 8 | 5.65 | 84.74 | 647.12 | 479 | 124 | 52 | 829 | 348 | 1.00 | 4.71 |
| | | | | cc3 | 116.8 | 8.829 | -38 | 0 | 0 | 8 | 5.65 | 84.74 | 647.12 | 479 | 63 | 54 | 829 | 348 | 1.00 | 5.30 |
| | | | | cc4 | 254.8 | 154.1 | -42 | 0 | 0 | 8 | 5.65 | 84.74 | 647.12 | 479 | 204 | 50 | 829 | 348 | 1.00 | 4.77 |
| cc1 | -73.8 | | | -185 | -38 | 185 | 0 | 6 | 5.65 | 84.74 | 475.08 | 479 | 130 | 56 | 489 | 336 | 1.00 | 1.70 | | |
| cc2 | 71.49 | | | -32.6 | -43 | 33 | -2 | 24 | 5.65 | 84.74 | 2025.33 | 479 | 19 | 52 | 931 | 350 | 1.00 | 4.33 | | |
| cc3 | 8.829 | | | -99.2 | -38 | 99 | 0 | 8 | 5.65 | 84.74 | 701.09 | 479 | 45 | 54 | 712 | 346 | 1.00 | 2.91 | | |
| cc4 | 154.1 | | | 53.51 | -42 | 0 | 0 | 8 | 5.65 | 84.74 | 647.12 | 479 | 104 | 50 | 829 | 348 | 1.00 | 4.77 | | |
| cc1 | -185 | | | -288 | -38 | 288 | 1 | 5 | 5.60 | 100.12 | 482.31 | 561 | 237 | 51 | 490 | 336 | 1.00 | 1.14 | | |
| cc2 | -32.6 | | | -128 | -43 | 128 | 0 | 6 | 5.60 | 100.12 | 621.06 | 561 | 81 | 48 | 656 | 344 | 1.00 | 2.32 | | |
| cc3 | -99.2 | | | -199 | -38 | 199 | 0 | 5 | 5.60 | 100.12 | 525.79 | 561 | 149 | 50 | 540 | 339 | 1.00 | 1.62 | | |
| cc4 | 53.51 | | | -39.1 | -42 | 39 | -1 | 24 | 5.60 | 100.12 | 2392.87 | 561 | 7 | 46 | 1093 | 351 | 1.00 | 4.24 | | |
| C3_APP | P1 | | | cc1 | -6.57 | -199 | 111 | 199 | 0 | 7 | 7.42 | 33.10 | 245.42 | 246 | 103 | 96 | 288 | 288 | 0.90 | 1.04 |
| | | | | cc2 | 191.1 | -34.3 | 105 | 34 | -6 | 24 | 7.42 | 33.10 | 791.14 | 246 | 78 | 113 | 478 | 335 | 0.88 | 1.82 |
| | | | | cc3 | 48.24 | -144 | 109 | 144 | 0 | 11 | 7.42 | 33.10 | 359.31 | 246 | 48 | 96 | 382 | 322 | 0.87 | 1.35 |
| | | | | cc4 | 245.9 | 20.59 | 102 | 0 | 0 | 8 | 7.42 | 33.10 | 252.78 | 246 | 133 | 113 | 426 | 329 | 0.91 | 1.86 |
| | | cc1 | -199 | -275 | 111 | 275 | 1 | 5 | 5.66 | 213.96 | 985.11 | 1212 | 237 | 38 | 1106 | 351 | 1.00 | 1.05 | | |
| | | cc2 | -34.3 | -123 | 105 | 123 | 0 | 6 | 5.66 | 213.96 | 1303.22 | 1212 | 79 | 44 | 1589 | 353 | 1.00 | 1.61 | | |
| | | cc3 | -144 | -220 | 109 | 220 | 1 | 5 | 5.66 | 213.96 | 1023.67 | 1212 | 182 | 38 | 1190 | 352 | 1.00 | 1.21 | | |
| | | cc4 | 20.59 | -68 | 102 | 68 | 0 | 10 | 5.66 | 213.96 | 2235.33 | 1212 | 24 | 44 | 2032 | 354 | 1.00 | 1.86 | | |
| | | cc1 | -275 | -275 | 111 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | cc2 | -123 | -123 | 105 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | cc3 | -220 | -220 | 109 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | cc4 | -68 | -68 | 102 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------|-------|--------|-------|-------|-------|-------|-----|-----|------|--------|---------|-------|---------|-----|------|-----|------|-------|------|-------|
| C4_G3 | P1 | cc1 | -135 | -194 | 59 | 194 | 1 | 5 | 5.62 | 84.74 | 395.73 | 477 | 164 | 29 | 425 | 329 | 1.00 | 1.50 | | |
| | | cc2 | 104.7 | 61.16 | 56 | 0 | 0 | 8 | 5.62 | 84.74 | 647.12 | 477 | 83 | 22 | 826 | 348 | 1.00 | 3.57 | | |
| | | cc3 | -49.5 | -100 | 58 | 100 | 0 | 5 | 5.62 | 84.74 | 446.55 | 477 | 75 | 25 | 525 | 338 | 1.00 | 2.39 | | |
| | | cc4 | 190.5 | 154.5 | 55 | 0 | 0 | 8 | 5.62 | 84.74 | 647.12 | 477 | 172 | 18 | 826 | 348 | 1.00 | 3.67 | | |
| | | cc1 | -194 | -244 | 59 | 244 | 1 | 4 | 5.55 | 112.82 | 500.64 | 627 | 219 | 25 | 526 | 338 | 1.00 | 1.28 | | |
| | | cc2 | 61.16 | 23.39 | 56 | 0 | 0 | 8 | 5.55 | 112.82 | 861.55 | 627 | 42 | 19 | 1085 | 351 | 1.00 | 3.60 | | |
| | | cc3 | -100 | -144 | 58 | 144 | 1 | 5 | 5.55 | 112.82 | 527.92 | 627 | 122 | 22 | 588 | 342 | 1.00 | 1.95 | | |
| | | cc4 | 154.5 | 123.3 | 55 | 0 | 0 | 8 | 5.55 | 112.82 | 861.55 | 627 | 139 | 16 | 1085 | 351 | 1.00 | 3.70 | | |
| | | cc1 | -244 | -305 | 59 | 305 | 1 | 4 | 5.65 | 78.35 | 346.20 | 442 | 274 | 30 | 358 | 317 | 1.00 | 1.05 | | |
| | | cc2 | 23.39 | -21.9 | 56 | 22 | -1 | 24 | 5.65 | 78.35 | 1872.53 | 442 | 1 | 23 | 783 | 348 | 1.00 | 3.48 | | |
| | | cc3 | -144 | -197 | 58 | 197 | 1 | 5 | 5.65 | 78.35 | 359.20 | 442 | 171 | 26 | 384 | 323 | 1.00 | 1.46 | | |
| | | cc4 | 123.3 | 85.86 | 55 | 0 | 0 | 8 | 5.65 | 78.35 | 598.30 | 442 | 105 | 19 | 766 | 347 | 1.00 | 3.66 | | |
| | | C4_G4 | P1 | cc1 | 25.93 | 47.58 | 52 | 0 | 0 | 8 | 5.62 | 84.74 | 647.12 | 477 | 37 | 11 | 826 | 348 | 1.00 | 3.87 |
| | | | | cc2 | -111 | -88.6 | 54 | 111 | 1 | 4 | 5.62 | 84.74 | 375.48 | 477 | 100 | 11 | 438 | 331 | 1.00 | 2.28 |
| | | | | cc3 | 27.65 | 49.59 | 52 | 0 | 0 | 8 | 5.62 | 84.74 | 647.12 | 477 | 39 | 11 | 826 | 348 | 1.00 | 3.87 |
| | | | | cc4 | -110 | -86.5 | 54 | 110 | 1 | 4 | 5.62 | 84.74 | 376.64 | 477 | 98 | 12 | 440 | 331 | 1.00 | 2.30 |
| cc1 | 47.58 | | | 88.86 | 52 | 0 | 0 | 8 | 6.37 | 23.31 | 178.01 | 149 | 68 | 21 | 257 | 257 | 1.00 | 2.86 | | |
| cc2 | -88.6 | | | -45.2 | 54 | 89 | 1 | 5 | 6.37 | 23.31 | 121.56 | 149 | 67 | 22 | 150 | 150 | 1.00 | 1.17 | | |
| cc3 | 49.59 | | | 91.42 | 52 | 0 | 0 | 8 | 6.37 | 23.31 | 178.01 | 149 | 71 | 21 | 257 | 257 | 1.00 | 2.86 | | |
| cc4 | -86.5 | | | -42.7 | 54 | 87 | 0 | 5 | 6.37 | 23.31 | 122.92 | 149 | 65 | 22 | 152 | 152 | 1.00 | 1.20 | | |
| cc1 | 88.86 | | | 88.86 | 52 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| cc2 | -45.2 | | | -45.2 | 54 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| cc3 | 91.42 | | | 91.42 | 52 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| cc4 | -42.7 | | | -42.7 | 54 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| C5_MEZZ | P1 | | | cc1 | -49 | 6.608 | 17 | 49 | 0 | 9 | 5.62 | 84.74 | 734.05 | 477 | 21 | 28 | 735 | 347 | 1.00 | 6.01 |
| | | | | cc2 | -192 | -133 | 20 | 192 | 1 | 5 | 5.62 | 84.74 | 397.30 | 477 | 163 | 30 | 401 | 325 | 1.00 | 1.67 |
| | | | | cc3 | -20 | 25.46 | 17 | 20 | -1 | 24 | 5.62 | 84.74 | 2025.33 | 477 | 3 | 23 | 969 | 350 | 1.00 | 9.67 |
| | | | | cc4 | -163 | -114 | 19 | 163 | 1 | 5 | 5.62 | 84.74 | 395.64 | 477 | 139 | 25 | 401 | 325 | 1.00 | 1.95 |
| | | cc1 | 6.608 | 113.4 | 17 | 0 | 0 | 8 | 6.39 | 22.99 | 175.54 | 147 | 60 | 53 | 254 | 254 | 1.00 | 8.39 | | |
| | | cc2 | -133 | -19.2 | 20 | 133 | 0 | 7 | 6.39 | 22.99 | 155.20 | 147 | 76 | 57 | 158 | 158 | 1.00 | 1.15 | | |
| | | cc3 | 25.46 | 112.7 | 17 | 0 | 0 | 8 | 6.39 | 22.99 | 175.54 | 147 | 69 | 44 | 254 | 254 | 1.00 | 8.43 | | |
| | | cc4 | -114 | -19.9 | 19 | 114 | 0 | 7 | 6.39 | 22.99 | 151.57 | 147 | 67 | 47 | 155 | 155 | 1.00 | 1.30 | | |
| | | cc1 | 113.4 | 113.4 | 17 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | cc2 | -19.2 | -19.2 | 20 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | cc3 | 112.7 | 112.7 | 17 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | cc4 | -19.9 | -19.9 | 19 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | C6_G5 | P1 | cc1 | 37.21 | 47.2 | -12 | 0 | 0 | 8 | 5.62 | 84.74 | 647.12 | 477 | 42 | 5 | 826 | 348 | 1.00 | 16.29 |
| | | | | cc2 | -112 | -88.6 | -10 | 112 | 1 | 4 | 5.62 | 84.74 | 376.25 | 477 | 100 | 12 | 379 | 322 | 1.00 | 2.84 |
| | | | | cc3 | 39.11 | 49.14 | -12 | 0 | 0 | 8 | 5.62 | 84.74 | 647.12 | 477 | 44 | 5 | 826 | 348 | 1.00 | 16.18 |
| | | | | cc4 | -110 | -86.6 | -10 | 110 | 1 | 4 | 5.62 | 84.74 | 377.03 | 477 | 98 | 12 | 380 | 322 | 1.00 | 2.89 |
| cc1 | 47.2 | | | 66.25 | -12 | 0 | 0 | 8 | 6.37 | 23.31 | 178.01 | 149 | 57 | 10 | 257 | 257 | 1.00 | 12.04 | | |
| cc2 | -88.6 | | | -44.2 | -10 | 89 | 0 | 5 | 6.37 | 23.31 | 122.45 | 149 | 66 | 22 | 124 | 124 | 1.00 | 1.37 | | |
| cc3 | 49.14 | | | 68.26 | -12 | 0 | 0 | 8 | 6.37 | 23.31 | 178.01 | 149 | 59 | 10 | 257 | 257 | 1.00 | 11.95 | | |
| cc4 | -86.6 | | | -42.2 | -10 | 87 | 0 | 5 | 6.37 | 23.31 | 123.38 | 149 | 64 | 22 | 125 | 125 | 1.00 | 1.41 | | |
| cc1 | 66.25 | | | 66.25 | -12 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| cc2 | -44.2 | | | -44.2 | -10 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| cc3 | 68.26 | | | 68.26 | -12 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| cc4 | -42.2 | | | -42.2 | -10 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| C6_G6 | P1 | | | cc1 | -60.3 | -142 | 98 | 142 | 0 | 6 | 5.62 | 84.74 | 467.05 | 477 | 101 | 41 | 564 | 341 | 1.00 | 1.54 |
| | | | | cc2 | 71.79 | 3.797 | 96 | 0 | 0 | 8 | 5.62 | 84.74 | 647.12 | 477 | 38 | 34 | 826 | 348 | 1.00 | 2.10 |
| | | | | cc3 | 39.14 | -47.2 | 98 | 47 | -1 | 20 | 5.62 | 84.74 | 1671.18 | 477 | 4 | 43 | 845 | 349 | 1.00 | 1.98 |
| | | | | cc4 | 226 | 128.8 | 97 | 0 | 0 | 8 | 5.62 | 84.74 | 647.12 | 477 | 177 | 49 | 826 | 348 | 1.00 | 2.08 |
| | | cc1 | -142 | -224 | 98 | 224 | 1 | 5 | 5.62 | 84.74 | 410.38 | 477 | 183 | 41 | 464 | 333 | 1.00 | 1.19 | | |
| | | cc2 | 3.797 | -64.2 | 96 | 64 | 0 | 8 | 5.62 | 84.74 | 681.48 | 477 | 30 | 34 | 755 | 347 | 1.00 | 1.95 | | |
| | | cc3 | -47.2 | -133 | 98 | 133 | 0 | 6 | 5.62 | 84.74 | 489.78 | 477 | 90 | 43 | 591 | 342 | 1.00 | 1.58 | | |
| | | cc4 | 128.8 | 31.68 | 97 | 0 | 0 | 8 | 5.62 | 84.74 | 647.12 | 477 | 80 | 49 | 826 | 348 | 1.00 | 2.08 | | |
| | | cc1 | -224 | -298 | 98 | 298 | 1 | 5 | 5.57 | 103.09 | 467.78 | 575 | 261 | 37 | 507 | 337 | 1.00 | 1.05 | | |
| | | cc2 | -64.2 | -126 | 96 | 126 | 1 | 5 | 5.57 | 103.09 | 537.80 | 575 | 95 | 31 | 673 | 345 | 1.00 | 1.65 | | |
| | | cc3 | -133 | -212 | 98 | 212 | 1 | 5 | 5.57 | 103.09 | 500.42 | 575 | 173 | 39 | 571 | 341 | 1.00 | 1.26 | | |
| | | cc4 | 31.68 | -56.4 | 97 | 56 | -1 | 14 | 5.57 | 103.09 | 1474.73 | 575 | 12 | 44 | 1005 | 351 | 1.00 | 1.99 | | |
| | | C7_APP | P1 | cc1 | 38.39 | -189 | -39 | 189 | 0 | 9 | 6.48 | 33.10 | 308.53 | 214 | 75 | 114 | 311 | 301 | 1.00 | 1.50 |
| | | | | cc2 | 195.9 | -44.5 | -54 | 44 | -4 | 24 | 6.48 | 33.10 | 791.14 | 214 | 76 | 120 | 461 | 333 | 1.00 | 3.21 |
| | | | | cc3 | 87.79 | -140 | -44 | 140 | -1 | 15 | 6.48 | 33.10 | 511.89 | 214 | 26 | 114 | 459 | 333 | 1.00 | 2.08 |
| | | | | cc4 | 245.4 | 4.177 | -59 | 0 | 0 | 8 | 6.48 | 33.10 | 252.78 | 214 | 125 | 121 | 371 | 320 | 1.00 | 3.13 |
| cc1 | -189 | | | -280 | -39 | 280 | 1 | 5 | 5.52 | 206.89 | 979.01 | 1142 | 235 | 45 | 995 | 350 | 1.00 | 1.22 | | |
| cc2 | -44.5 | | | -141 | -54 | 141 | 0 | 6 | 5.52 | 206.89 | 1227.04 | 1142 | 93 | 48 | 1320 | 352 | 1.00 | 2.08 | | |
| cc3 | -140 | | | -232 | -44 | 232 | 1 | 5 | 5.52 | 206.89 | 1018.67 | 1142 | 186 | 46 | 1048 | 351 | 1.00 | 1.44 | | |
| cc4 | 4.177 | | | -92.3 | -59 | 92 | 0 | 8 | 5.52 | 206.89 | 1642.76 | 1142 | 44 | 48 | 1711 | 353 | 1.00 | 2.56 | | |
| cc1 | -280 | | | -280 | -39 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| cc2 | -141 | | | -141 | -54 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| cc3 | -232 | | | -232 | -44 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| cc4 | -92.3 | | | -92.3 | -59 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

| CONCI | P | cc | My min | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--------|---------|---------|------------------|------------------|------------------|----------------|------|----------------|----------------|-------------------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|--------------------|---------------------|------|------|------|------|
| | | | σ _{sup} | σ _{inf} | τ _{med} | σ ₁ | ψ | k _σ | k _τ | σ _{cr,0} | σ _{cr} | τ _{cr} | σ _N | σ _M | σ _{cr,id} | σ _{cr,red} | vβ | η | | |
| C1_APP | P1 | cc1 | -83.8 | -20.4 | 17 | 84 | 0 | 6 | 7.96 | 15.53 | 97.11 | 124 | 52 | 32 | 101 | 101 | 0.92 | 1.14 | | |
| | | cc2 | -94.2 | 116.4 | 12 | 94 | -1 | 24 | 7.96 | 15.53 | 371.15 | 124 | 11 | 105 | 356 | 317 | 0.82 | 3.28 | | |
| | | cc3 | 5.0 | -69.0 | 22 | 69 | 0 | 8 | 7.96 | 15.53 | 126.47 | 124 | 32 | 37 | 135 | 135 | 0.89 | 1.72 | | |
| | | cc4 | -5.4 | 67.8 | 17 | 5 | -13 | 24 | 7.96 | 15.53 | 371.15 | 124 | 31 | 37 | 281 | 281 | 0.89 | 9.40 | | |
| | | cc1 | -20.4 | -20.4 | 17 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | cc2 | 116.4 | 116.4 | 12 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | cc3 | -69.0 | -69.0 | 22 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | cc4 | 67.8 | 67.8 | 17 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | cc1 | -20.4 | -20.4 | 17 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | cc2 | 116.4 | 116.4 | 12 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | cc3 | -69.0 | -69.0 | 22 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | cc4 | 67.8 | 67.8 | 17 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | C1_MEZZ | P1 | cc1 | -176.6 | -29.7 | -32 | 177 | 0 | 7 | 5.65 | 84.74 | 561.19 | 479 | 103 | 73 | 570 | 341 | 1.00 | 1.84 |
| | | | | cc2 | -167.6 | -68.3 | -18 | 168 | 0 | 6 | 5.65 | 84.74 | 472.14 | 479 | 118 | 50 | 476 | 335 | 1.00 | 1.96 |
| | | | | cc3 | -111.45 | 3.89 | -25 | 111 | 0 | 8 | 5.65 | 84.74 | 666.68 | 479 | 54 | 58 | 673 | 345 | 1.00 | 2.89 |
| | | | | cc4 | -102.45 | -34.7 | -11 | 102 | 0 | 6 | 5.65 | 84.74 | 494.81 | 479 | 69 | 34 | 498 | 336 | 1.00 | 3.23 |
| cc1 | -29.743 | | | 252.2 | -32 | 30 | -8 | 24 | 6.47 | 22.99 | 549.40 | 149 | 111 | 141 | 383 | 322 | 1.00 | 5.12 | | |
| cc2 | -68.325 | | | 122.3 | -18 | 68 | -2 | 24 | 6.47 | 22.99 | 549.40 | 149 | 27 | 95 | 448 | 332 | 1.00 | 4.41 | | |
| cc3 | 3.8903 | | | 225.3 | -25 | 0 | 0 | 8 | 6.47 | 22.99 | 175.54 | 149 | 115 | 111 | 258 | 258 | 1.00 | 6.05 | | |
| cc4 | -34.691 | | | 95.42 | -11 | 35 | -3 | 24 | 6.47 | 22.99 | 549.40 | 149 | 30 | 65 | 446 | 332 | 1.00 | 8.43 | | |
| cc1 | 252.213 | | | 252.2 | -32 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| cc2 | 122.281 | | | 122.3 | -18 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| cc3 | 225.347 | | | 225.3 | -25 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| cc4 | 95.4151 | | | 95.42 | -11 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| C1_G1 | P1 | | | cc1 | -108.78 | -1.77 | -38 | 109 | 0 | 8 | 5.65 | 84.74 | 637.66 | 479 | 55 | 54 | 658 | 344 | 1.00 | 2.70 |
| | | | | cc2 | -134.63 | -51.8 | -26 | 135 | 0 | 6 | 5.65 | 84.74 | 479.35 | 479 | 93 | 41 | 492 | 336 | 1.00 | 2.37 |
| | | | | cc3 | -69.391 | 18.92 | -28 | 69 | 0 | 10 | 5.65 | 84.74 | 854.85 | 479 | 25 | 44 | 819 | 348 | 1.00 | 4.10 |
| | | | | cc4 | -95.235 | -31.1 | -16 | 95 | 0 | 6 | 5.65 | 84.74 | 498.86 | 479 | 63 | 32 | 508 | 337 | 1.00 | 3.40 |
| | | cc1 | -1.7749 | 202.3 | -38 | 2 | -114 | 24 | 6.46 | 23.31 | 557.12 | 150 | 100 | 102 | 366 | 319 | 1.00 | 4.79 | | |
| | | cc2 | -51.83 | 106 | -26 | 52 | -2 | 24 | 6.46 | 23.31 | 557.12 | 150 | 27 | 79 | 373 | 320 | 1.00 | 4.68 | | |
| | | cc3 | 18.9208 | 187.3 | -28 | 0 | 0 | 8 | 6.46 | 23.31 | 178.01 | 150 | 103 | 84 | 261 | 261 | 1.00 | 5.34 | | |
| | | cc4 | -31.134 | 91.09 | -16 | 31 | -3 | 24 | 6.46 | 23.31 | 557.12 | 150 | 30 | 61 | 390 | 324 | 1.00 | 7.85 | | |
| | | cc1 | 202.257 | 202.3 | -38 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | cc2 | 106.04 | 106 | -26 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | cc3 | 187.303 | 187.3 | -28 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | cc4 | 91.0851 | 91.09 | -16 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | C2_G2 | P1 | cc1 | -51.042 | -95.5 | -82 | 95 | 1 | 5 | 5.65 | 84.74 | 435.49 | 479 | 73 | 22 | 567 | 341 | 1.00 | 1.98 |
| | | | | cc2 | 86.9082 | 49.83 | -87 | 0 | 0 | 8 | 5.65 | 84.74 | 647.12 | 479 | 68 | 19 | 829 | 348 | 1.00 | 2.32 |
| | | | | cc3 | 28.1173 | -12.8 | -82 | 13 | -2 | 24 | 5.65 | 84.74 | 2025.33 | 479 | 8 | 20 | 840 | 349 | 1.00 | 2.44 |
| | | | | cc4 | 166.067 | 132.5 | -86 | 0 | 0 | 8 | 5.65 | 84.74 | 647.12 | 479 | 149 | 17 | 829 | 348 | 1.00 | 2.33 |
| cc1 | -95.488 | | | -140 | -82 | 140 | 1 | 5 | 5.65 | 84.74 | 399.37 | 479 | 118 | 22 | 483 | 335 | 1.00 | 1.68 | | |
| cc2 | 49.8312 | | | 12.75 | -87 | 0 | 0 | 8 | 5.65 | 84.74 | 647.12 | 479 | 31 | 19 | 829 | 348 | 1.00 | 2.32 | | |
| cc3 | -12.831 | | | -53.8 | -82 | 54 | 0 | 6 | 5.65 | 84.74 | 531.78 | 479 | 33 | 20 | 702 | 346 | 1.00 | 2.28 | | |
| cc4 | 132.488 | | | 98.91 | -86 | 0 | 0 | 8 | 5.65 | 84.74 | 647.12 | 479 | 116 | 17 | 829 | 348 | 1.00 | 2.33 | | |
| cc1 | -139.93 | | | -181 | -82 | 181 | 1 | 4 | 5.60 | 100.12 | 448.81 | 561 | 160 | 20 | 516 | 338 | 1.00 | 1.47 | | |
| cc2 | 12.7542 | | | -21.4 | -87 | 21 | -1 | 15 | 5.60 | 100.12 | 1496.15 | 561 | 4 | 17 | 968 | 350 | 1.00 | 2.31 | | |
| cc3 | -53.779 | | | -91.5 | -82 | 91 | 1 | 5 | 5.60 | 100.12 | 498.21 | 561 | 73 | 19 | 659 | 345 | 1.00 | 2.04 | | |
| cc4 | 98.9091 | | | 68.02 | -86 | 0 | 0 | 8 | 5.60 | 100.12 | 764.55 | 561 | 83 | 15 | 971 | 350 | 1.00 | 2.34 | | |
| C3_APP | P1 | | | cc1 | -18.253 | -162 | 57 | 162 | 0 | 7 | 7.42 | 33.10 | 229.33 | 246 | 90 | 72 | 250 | 250 | 0.91 | 1.32 |
| | | | | cc2 | 121.678 | -8.67 | 47 | 9 | -14 | 24 | 7.42 | 33.10 | 791.14 | 246 | 57 | 65 | 507 | 337 | 0.89 | 4.09 |
| | | | | cc3 | 36.5576 | -107 | 55 | 107 | 0 | 11 | 7.42 | 33.10 | 361.77 | 246 | 35 | 72 | 375 | 321 | 0.87 | 2.24 |
| | | | | cc4 | 176.488 | 46.25 | 45 | 0 | 0 | 8 | 7.42 | 33.10 | 252.78 | 246 | 111 | 65 | 426 | 329 | 0.93 | 4.21 |
| | | cc1 | -162.28 | -219 | 57 | 219 | 1 | 5 | 5.66 | 213.96 | 976.12 | 1212 | 191 | 28 | 1031 | 351 | 1.00 | 1.46 | | |
| | | cc2 | -8.6661 | -59.9 | 47 | 60 | 0 | 7 | 5.66 | 213.96 | 1444.07 | 1212 | 34 | 26 | 1667 | 353 | 1.00 | 3.48 | | |
| | | cc3 | -107.36 | -164 | 55 | 164 | 1 | 5 | 5.66 | 213.96 | 1024.23 | 1212 | 136 | 28 | 1111 | 351 | 1.00 | 1.86 | | |
| | | cc4 | 46.2502 | -4.98 | 45 | 5 | -9 | 24 | 5.66 | 213.96 | 5113.68 | 1212 | 21 | 26 | 2216 | 354 | 1.00 | 4.52 | | |
| | | cc1 | -218.92 | -219 | 57 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | cc2 | -59.935 | -59.9 | 47 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | cc3 | -163.97 | -164 | 55 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | cc4 | -4.9766 | -4.98 | 45 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------|---------|--------|---------|-------|---------|-------|------|-----|------|--------|---------|-------|---------|-----|------|-----|------|-------|------|------|
| C4_G3 | P1 | cc1 | -137.88 | -182 | 46 | 182 | 1 | 5 | 5.62 | 84.74 | 383.59 | 477 | 160 | 22 | 404 | 326 | 1.00 | 1.64 | | |
| | | cc2 | 79.9134 | 59.18 | 43 | 0 | 0 | 8 | 5.62 | 84.74 | 647.12 | 477 | 70 | 10 | 826 | 348 | 1.00 | 4.72 | | |
| | | cc3 | -52.146 | -89.1 | 44 | 89 | 1 | 5 | 5.62 | 84.74 | 422.45 | 477 | 71 | 18 | 487 | 335 | 1.00 | 2.86 | | |
| | | cc4 | 165.652 | 152.5 | 41 | 0 | 0 | 8 | 5.62 | 84.74 | 647.12 | 477 | 159 | 7 | 826 | 348 | 1.00 | 4.90 | | |
| | | cc1 | -182.46 | -221 | 46 | 221 | 1 | 4 | 5.55 | 112.82 | 492.25 | 627 | 202 | 19 | 511 | 337 | 1.00 | 1.44 | | |
| | | cc2 | 59.1807 | 41.21 | 43 | 0 | 0 | 8 | 5.55 | 112.82 | 861.55 | 627 | 50 | 9 | 1085 | 351 | 1.00 | 4.76 | | |
| | | cc3 | -89.138 | -121 | 44 | 121 | 1 | 5 | 5.55 | 112.82 | 516.32 | 627 | 105 | 16 | 568 | 341 | 1.00 | 2.38 | | |
| | | cc4 | 152.506 | 141.1 | 41 | 0 | 0 | 8 | 5.55 | 112.82 | 861.55 | 627 | 147 | 6 | 1085 | 351 | 1.00 | 4.94 | | |
| | | cc1 | -221.1 | -267 | 46 | 267 | 1 | 4 | 5.65 | 78.35 | 341.59 | 442 | 244 | 23 | 351 | 315 | 1.00 | 1.13 | | |
| | | cc2 | 41.2124 | 19.65 | 43 | 0 | 0 | 8 | 5.65 | 78.35 | 598.30 | 442 | 30 | 11 | 766 | 347 | 1.00 | 4.71 | | |
| | | cc3 | -121.2 | -160 | 44 | 160 | 1 | 5 | 5.65 | 78.35 | 354.01 | 442 | 140 | 19 | 377 | 321 | 1.00 | 1.81 | | |
| | | cc4 | 141.114 | 127.4 | 41 | 0 | 0 | 8 | 5.65 | 78.35 | 598.30 | 442 | 134 | 7 | 766 | 347 | 1.00 | 4.89 | | |
| | | C4_G4 | P1 | cc1 | -153.36 | -25 | 9 | 153 | 0 | 7 | 5.62 | 84.74 | 563.64 | 477 | 89 | 64 | 565 | 341 | 1.00 | 2.21 |
| | | | | cc2 | -125.9 | -56.6 | 11 | 126 | 0 | 5 | 5.62 | 84.74 | 459.32 | 477 | 91 | 35 | 462 | 333 | 1.00 | 2.62 |
| | | | | cc3 | -151.65 | -23 | 9 | 152 | 0 | 7 | 5.62 | 84.74 | 568.77 | 477 | 87 | 64 | 570 | 341 | 1.00 | 2.24 |
| | | | | cc4 | -124.19 | -54.6 | 11 | 124 | 0 | 5 | 5.62 | 84.74 | 462.29 | 477 | 89 | 35 | 465 | 333 | 1.00 | 2.66 |
| cc1 | -24.985 | | | 219.8 | 9 | 25 | -9 | 24 | 6.37 | 23.31 | 557.12 | 149 | 97 | 122 | 511 | 337 | 1.00 | 11.60 | | |
| cc2 | -56.622 | | | 75.47 | 11 | 57 | -1 | 24 | 6.37 | 23.31 | 557.12 | 149 | 9 | 66 | 484 | 335 | 1.00 | 5.63 | | |
| cc3 | -22.979 | | | 222.3 | 9 | 23 | -10 | 24 | 6.37 | 23.31 | 557.12 | 149 | 100 | 123 | 513 | 337 | 1.00 | 12.37 | | |
| cc4 | -54.616 | | | 78.03 | 11 | 55 | -1 | 24 | 6.37 | 23.31 | 557.12 | 149 | 12 | 66 | 483 | 335 | 1.00 | 5.82 | | |
| cc1 | 219.784 | | | 219.8 | 9 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| cc2 | 75.4684 | | | 75.47 | 11 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| cc3 | 222.344 | | | 222.3 | 9 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| cc4 | 78.0291 | | | 78.03 | 11 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| C5_MEZZ | P1 | | | cc1 | -102.32 | 21.09 | -26 | 102 | 0 | 9 | 5.62 | 84.74 | 792.53 | 477 | 41 | 62 | 784 | 348 | 1.00 | 3.11 |
| | | | | cc2 | -209.39 | -97.4 | -24 | 209 | 0 | 5 | 5.62 | 84.74 | 454.74 | 477 | 153 | 56 | 459 | 333 | 1.00 | 1.56 |
| | | | | cc3 | -73.153 | 40.05 | -26 | 73 | -1 | 14 | 5.62 | 84.74 | 1191.66 | 477 | 17 | 57 | 1021 | 351 | 1.00 | 4.07 |
| | | | | cc4 | -180.22 | -78.5 | -24 | 180 | 0 | 5 | 5.62 | 84.74 | 463.58 | 477 | 129 | 51 | 470 | 334 | 1.00 | 1.80 |
| | | cc1 | 21.0905 | 258 | -26 | 0 | 0 | 8 | 6.39 | 22.99 | 175.54 | 147 | 140 | 118 | 254 | 254 | 1.00 | 5.63 | | |
| | | cc2 | -97.443 | 117.5 | -24 | 97 | -1 | 24 | 6.39 | 22.99 | 549.40 | 147 | 10 | 107 | 443 | 331 | 1.00 | 3.12 | | |
| | | cc3 | 40.0468 | 257.4 | -26 | 0 | 0 | 8 | 6.39 | 22.99 | 175.54 | 147 | 149 | 109 | 254 | 254 | 1.00 | 5.61 | | |
| | | cc4 | -78.486 | 116.8 | -24 | 78 | -1 | 24 | 6.39 | 22.99 | 549.40 | 147 | 19 | 98 | 419 | 328 | 1.00 | 3.69 | | |
| | | cc1 | 258.037 | 258 | -26 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | cc2 | 117.495 | 117.5 | -24 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | cc3 | 257.39 | 257.4 | -26 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | cc4 | 116.848 | 116.8 | -24 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | C6_G5 | P1 | cc1 | -16.394 | 58.99 | -56 | 16 | -4 | 24 | 5.62 | 84.74 | 2025.33 | 477 | 21 | 38 | 871 | 349 | 1.00 | 3.57 |
| | | | | cc2 | -126.91 | -54.5 | -53 | 127 | 0 | 5 | 5.62 | 84.74 | 465.53 | 477 | 91 | 36 | 514 | 338 | 1.00 | 2.15 |
| | | | | cc3 | -14.495 | 60.92 | -56 | 14 | -4 | 24 | 5.62 | 84.74 | 2025.33 | 477 | 23 | 38 | 872 | 349 | 1.00 | 3.57 |
| | | | | cc4 | -125.01 | -52.5 | -54 | 125 | 0 | 6 | 5.62 | 84.74 | 468.28 | 477 | 89 | 36 | 518 | 338 | 1.00 | 2.17 |
| cc1 | 58.9863 | | | 202.7 | -56 | 0 | 0 | 8 | 6.37 | 23.31 | 178.01 | 149 | 131 | 72 | 257 | 257 | 1.00 | 2.67 | | |
| cc2 | -54.453 | | | 83.69 | -53 | 54 | -2 | 24 | 6.37 | 23.31 | 557.12 | 149 | 15 | 69 | 296 | 293 | 1.00 | 2.73 | | |
| cc3 | 60.9246 | | | 204.7 | -56 | 0 | 0 | 8 | 6.37 | 23.31 | 178.01 | 149 | 133 | 72 | 257 | 257 | 1.00 | 2.66 | | |
| cc4 | -52.515 | | | 85.71 | -54 | 53 | -2 | 24 | 6.37 | 23.31 | 557.12 | 149 | 17 | 69 | 295 | 293 | 1.00 | 2.75 | | |
| cc1 | 202.71 | | | 202.7 | -56 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| cc2 | 83.6919 | | | 83.69 | -53 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| cc3 | 204.725 | | | 204.7 | -56 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| cc4 | 85.7065 | | | 85.71 | -54 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| C6_G6 | P1 | | | cc1 | -66.501 | -117 | 46 | 117 | 1 | 5 | 5.62 | 84.74 | 427.23 | 477 | 92 | 25 | 472 | 334 | 1.00 | 2.35 |
| | | | | cc2 | 65.6098 | 28.57 | 44 | 0 | 0 | 8 | 5.62 | 84.74 | 647.12 | 477 | 47 | 19 | 826 | 348 | 1.00 | 4.56 |
| | | | | cc3 | 32.7392 | -22.5 | 46 | 23 | -1 | 24 | 5.62 | 84.74 | 2025.33 | 477 | 5 | 28 | 862 | 349 | 1.00 | 4.19 |
| | | | | cc4 | 120.19 | 94.02 | 44 | 0 | 0 | 8 | 5.62 | 84.74 | 647.12 | 477 | 107 | 13 | 826 | 348 | 1.00 | 4.54 |
| | | cc1 | -117.46 | -168 | 46 | 168 | 1 | 5 | 5.62 | 84.74 | 396.03 | 477 | 143 | 25 | 420 | 328 | 1.00 | 1.76 | | |
| | | cc2 | 28.5712 | -8.47 | 44 | 8 | -3 | 24 | 5.62 | 84.74 | 2025.33 | 477 | 10 | 19 | 851 | 349 | 1.00 | 4.54 | | |
| | | cc3 | -22.547 | -77.8 | 46 | 78 | 0 | 6 | 5.62 | 84.74 | 512.22 | 477 | 50 | 28 | 587 | 342 | 1.00 | 3.06 | | |
| | | cc4 | 94.0237 | 67.86 | 44 | 0 | 0 | 8 | 5.62 | 84.74 | 647.12 | 477 | 81 | 13 | 826 | 348 | 1.00 | 4.54 | | |
| | | cc1 | -168.42 | -215 | 46 | 215 | 1 | 4 | 5.57 | 103.09 | 459.44 | 575 | 192 | 23 | 478 | 335 | 1.00 | 1.46 | | |
| | | cc2 | -8.4674 | -42 | 44 | 42 | 0 | 6 | 5.57 | 103.09 | 665.40 | 575 | 25 | 17 | 811 | 348 | 1.00 | 3.99 | | |
| | | cc3 | -77.833 | -128 | 46 | 128 | 1 | 5 | 5.57 | 103.09 | 506.90 | 575 | 103 | 25 | 554 | 340 | 1.00 | 2.25 | | |
| | | cc4 | 67.8576 | 44.13 | 44 | 0 | 0 | 8 | 5.57 | 103.09 | 787.21 | 575 | 56 | 12 | 995 | 350 | 1.00 | 4.57 | | |
| | | C7_APP | P1 | cc1 | 27.0375 | -150 | -90 | 150 | 0 | 9 | 6.48 | 33.10 | 301.03 | 214 | 61 | 88 | 319 | 305 | 1.00 | 1.41 |
| | | | | cc2 | 121.665 | -16.9 | -107 | 17 | -7 | 24 | 6.48 | 33.10 | 791.14 | 214 | 52 | 69 | 397 | 325 | 1.00 | 1.74 |
| | | | | cc3 | 76.4438 | -101 | -95 | 101 | -1 | 18 | 6.48 | 33.10 | 599.28 | 214 | 12 | 89 | 402 | 326 | 1.00 | 1.68 |
| | | | | cc4 | 171.071 | 31.82 | -112 | 0 | 0 | 8 | 6.48 | 33.10 | 252.78 | 214 | 101 | 70 | 371 | 320 | 1.00 | 1.65 |
| cc1 | -149.68 | | | -220 | -90 | 220 | 1 | 5 | 5.52 | 206.89 | 976.75 | 1142 | 185 | 35 | 1091 | 351 | 1.00 | 1.30 | | |
| cc2 | -16.857 | | | -72.3 | -107 | 72 | 0 | 6 | 5.52 | 206.89 | 1303.47 | 1142 | 45 | 28 | 1682 | 353 | 1.00 | 1.77 | | |
| cc3 | -101.01 | | | -172 | -95 | 172 | 1 | 5 | 5.52 | 206.89 | 1029.97 | 1142 | 137 | 35 | 1209 | 352 | 1.00 | 1.48 | | |
| cc4 | 31.8166 | | | -23.9 | -112 | 24 | -1 | 24 | 5.52 | 206.89 | 4944.64 | 1142 | 4 | 28 | 1999 | 354 | 1.00 | 1.81 | | |
| cc1 | -220.37 | | | -220 | -90 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| cc2 | -72.266 | | | -72.3 | -107 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| cc3 | -171.99 | | | -172 | -95 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| cc4 | -23.885 | | | -23.9 | -112 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |

9.4.2 Stabilità delle piattabande (verifica globale, flessotorsionale)

Piattabanda superiore compressa in campata

La piattabanda superiore è impedita di instabilizzarsi in esercizio dalla presenza dei pioli di collegamento tra trave e soletta. Al fine di cautelarsi da eventuali fenomeni di instabilità durante le fasi di getto della soletta per la piattabanda superiore, si effettua una verifica a sbandamento laterale della piattabanda compressa supposta isolata dalla restante trave ([CNR10011] §7.3.2.2.2). A parziale vincolo di tale cinematico si considera la presenza dei diaframmi di campata.

Piattabanda superiore :

| | |
|---|--|
| h = 2250 mm | altezza trave |
| L = 2812 mm | passo tra due ritegni torsionali successivi |
| b = 800 mm | larghezza piattabanda |
| tf = 20 mm | spessore piattabanda |
| A = 16000 mm ² | area ala |
| J = 1.99 * 10 ¹⁰ mm ⁴ | momento di inerzia ala |
| r = 1115 | raggio di inerzia |
| λ = 1.77 | snellezza (0.7 * L/r) |
| ω = 1.00 | coefficiente dimensionale (prospetto 7-IV-c per t < 40 mm) |

$\sigma_4 = 106.94$ MPa (concio C5_mezz) tensione massima di compressione (getto)

$\omega \cdot \sigma_4 = 1.00 \cdot 106.94$ MPa = 106.94 ≤ $\sigma_{amm} = 355 / 1.25 = 284$ MPa resistenza di progetto

Piattabanda inferiore compressa sull'appoggio

La piattabanda inferiore è compressa sull'appoggio in esercizio. Al fine di cautelarsi da eventuali fenomeni di instabilità, si effettua una verifica a sbandamento laterale della piattabanda compressa supposta isolata dalla restante trave ([CNR10011] §7.3.2.2.2). A parziale vincolo di tale cinematico si considera la presenza dei diaframmi di campata.

Piattabanda inferiore :

| | |
|-----------------------------|--|
| h = 2250 mm | altezza trave |
| L = 2812 mm | passo tra due ritegni torsionali successivi |
| b = 1200 mm + 1100 mm | larghezza piattabanda + raddoppio |
| tf = 40 + 40 mm | spessore piattabanda + raddoppio |
| A = 92000 | area ala |
| J = 1.08 * 10 ¹¹ | momento di inerzia ala |
| r = 1085 | raggio di inerzia |
| λ = 1.82 | snellezza (0.7 * L/r) |
| ω = 1.00 | coefficiente dimensionale (prospetto 7-IV-c per t < 40 mm) |

$\sigma_6 = 281.3$ MPa (concio C3_app) tensione massima di compressione (esercizio)

$\omega \cdot \sigma = 1.00 \cdot 268$ MPa = 268 ≤ $\sigma_{amm} = 355 / 1.25 = 284$ MPa resistenza di progetto

9.4.3 Stabilità degli irrigidimenti trasversali in corrispondenza degli appoggi

- Carico di punta

In accordo con [CNR 10030] §6.3, la sezione di verifica considerata è pari all'irrigidimento trasversale più un'aliquota dell'anima non inferiore a 12 volte il suo spessore (per ciascun lato).

| | |
|-----------------------|--|
| $t_s = 20\text{ mm}$ | spessore irrigidimento centrale |
| $t_l = 16\text{ mm}$ | spessore irrigidimento laterale |
| $h_s = 250\text{ mm}$ | larghezza irrigidimento centrale (simmetrico rispetto all'anima) |
| $h_l = 250\text{ mm}$ | larghezza irrigidimento laterale (simmetrico rispetto all'anima) |
| $t_w = 20\text{ mm}$ | spessore anima |

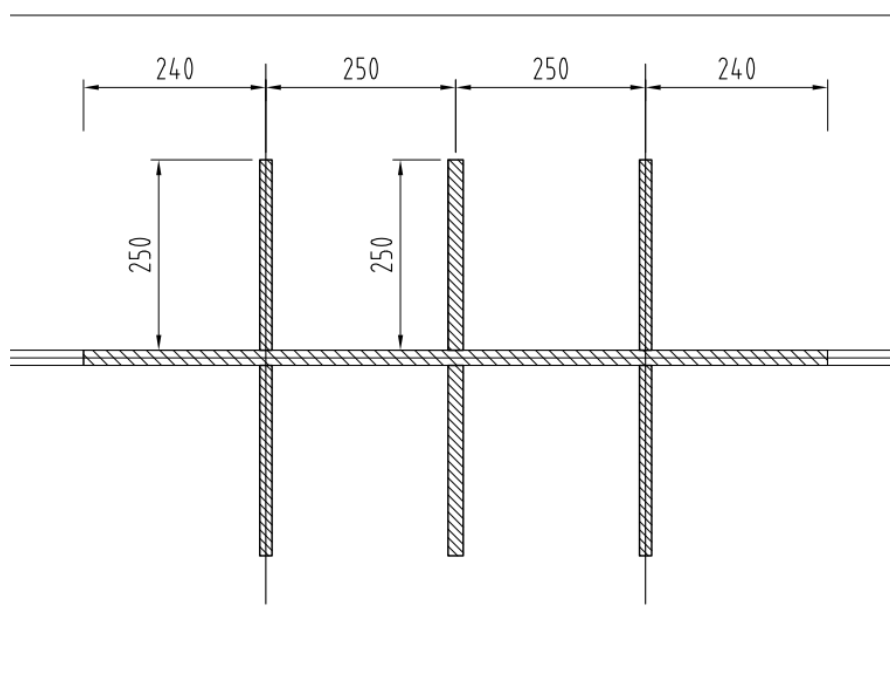


Figura 9.1 – Sezione dell'irrigidimento utilizzata nelle verifiche

| | |
|--|--|
| $A = 45.59 \cdot 10^3\text{ mm}^2$ | area della sezione |
| $J = 60.99 \cdot 10^7\text{ mm}^4$ | momento d'inerzia |
| $i = 116\text{ mm}$ | giratore d'inerzia |
| $L_0 = 2190\text{ mm}$ | luce libera d'inflessione (h_{anima}) |
| $\lambda = 19$ | snellezza dell'irrigidimento |
| $\omega_{\text{Fe510,c}}(\lambda = 19) = 1.03$ | coefficiente ω |
| $N_{\text{RD}} = f_{\text{yd}} \cdot A / \omega = 355 / 1.25 \cdot 45.59 / 1.03 = 12570\text{ kN}$ | massimo sforzo resistente |

Essendo la portata degli appoggi ($\approx 9100\text{ kN}$) inferiore al massimo sforzo resistente sull'irrigidimento la verifica risulta soddisfatta.

- **Verifica dei rapporti larghezza-spessore della nervatura**

Per le nervature in piatto semplice dovrà risultare:

$$h_s/t_s \leq 15 \varepsilon$$

Essendo:

$$\varepsilon = (235/f_y)^{1/2}$$

$h_s = 250$ mm larghezza di ciascun piatto costituente la nervatura;

$t_s = 20$ mm spessore piatto;

$f_y = 355$ MPa tensione di snervamento.

In definitiva avremo:

$$250/20 < 15 \cdot (235/355)^{1/2} \rightarrow 12.00 < 12.20$$

La verifica risulta soddisfatta

9.5 VERIFICHE A FATICA

In accordo con [DM2018] §4.2.4.1.4 si riportano di seguito le verifiche a fatica degli elementi maggiormente interessati da questo fenomeno.

Affinché la verifica risulti soddisfatta la variazione di tensione ($\Delta s_{max}, \Delta t_{max}$) ad opera dei carichi ciclici deve risultare inferiore al rispettivo valore ammissibile ($\Delta s_D, \Delta t_D$) del particolare in esame:

Il modello di carico di fatica per vita illimitata è costituito dallo schema di carico 1 [DM2018 §5.1.3.3.5] con i valori dei carichi concentrati ridotti del 30% e valori dei carichi distribuiti ridotti del 70%. La verifica a vita illimitata si esegue controllando che:

$$\Delta \sigma_{max,d} = \gamma_{Mf} \cdot \Delta \sigma_{max} \leq \Delta \sigma_D$$

$$\Delta \tau_{max,d} = \gamma_{Mf} \cdot \Delta \tau_{max} \leq \Delta \tau_D = \Delta \tau_L$$

in cui:

$\gamma_{Mf} = 1$ coefficiente di maggiorazione da normativa

$\gamma_M = 1.35$ coefficiente riduttivo per conseguenze significative

Dove $\Delta s_{max,d}$ e $\Delta t_{max,d}$ sono, rispettivamente, i valori di progetto delle massime escursioni di tensioni normali e tangenziali indotte nel dettaglio considerato dallo spettro di carico per le verifiche a vita illimitata e $\Delta \sigma_D$ e $\Delta \tau_D$ sono i limiti di fatica ad ampiezza costante pari a:

$$\Delta \sigma_D = 0.737 \Delta \sigma_R$$

$$\Delta \tau_D = 0.457 \Delta \tau_R$$

Di seguito si riportano le verifiche degli elementi principali:

Dettagli per saldature longitudinali a cordone d'angolo tra piattabande ed anime (EN1993-1-9 Tabella 8.2)

$$\Delta \sigma_R = 125 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{MAX} = 42.4 \text{ MPa (C5_mezz)} < \Delta \sigma_D = 0.737 * 125 / 1.35 = 68.25 \text{ MPa}$$

Dettagli per saldature trasversali a piena penetrazione tra lamiera (EN 1993-1-9 Tab. 8.3)

$$\Delta \sigma_R = 71 \text{ MPa} \quad (\text{per spessori} < 25 \text{ mm})$$

$$\Delta \sigma_R = (25/t)^{0.2} * 71 = 64.63 \text{ MPa} \quad (\text{per spessori} > 25 \text{ mm})$$

$$\Delta \sigma_{MAX} = 12.3 \text{ MPa (C1_G1)} < \Delta \sigma_D = 0.737 * 71 / 1.35 = 38.76 \text{ MPa} \quad (s=20 \text{ mm})$$

$$\Delta \sigma_{MAX} = 33.6 \text{ MPa (C6_G5)} < \Delta \sigma_D = 0.737 * 64.63 / 1.35 = 35.28 \text{ MPa} \quad (s=40 \text{ mm})$$

Particolari saldati (EN1993-1-9 Tabella 8.4)

$$\text{Pioli per collaborazione con calcestruzzo} \quad \Delta \tau_R = 80 \text{ MPa}$$

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Irrigidimenti trasversali e longitudinali (sp=16÷20 mm) $\Delta\sigma_R = 80$ MPa

$\Delta\tau_{max} = 425.6/19 = 22.4$ MPa (C7_app) < $\Delta\tau_D = 0.457 \cdot 80 / 1.35 = 27.08$ MPa (Pioli)

$\Delta\sigma_{max} = 30.92$ MPa < $\Delta\sigma_D = 0.737 \cdot 80 / 1.35 = 43.67$ MPa (Irrigidimenti d'appoggio)

Dettagli per saldature di travi composte (raddoppi di piattabanda) (EN 1993-1-9 Tab. 8.5)

$\Delta\sigma_R = 40$ MPa

$\Delta\sigma_{MAX} = 20.7$ MPa (C3_app) < $Ds_D = 0.737 \cdot 40 / 1.35 = 21.83$ MPa

Dettagli per giunti bullonati con coprigiunti doppi e bulloni AR (EN1993-1-9 Tabella 8.1)

$\Delta\sigma_R = 112$ MPa

$\Delta\sigma_{max} = 34.72$ MPa (Diaframma D1) < $\Delta\sigma_D = 0.737 \cdot 112 / 1.35 = 61.14$ MPa

Le verifiche risultano soddisfatte.

9.6 VERIFICA AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO DELLA SOLETTA IN DIREZIONE LONGITUDINALE

Si effettuano le seguenti verifiche agli stati limite di esercizio:

- stato limite delle tensioni in esercizio;
- stato limite di fessurazione.

Nel primo caso, si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare, si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio, verificando che:

- $\sigma_{cls} < 0.60f_{ck}$ per combinazione rara delle azioni;
- $\sigma_{cls} < 0.45f_{ck}$ per combinazione quasi permanente delle azioni;
- $\sigma_f < 0.80f_{yk}$.

Di seguito si riportano le tensioni (in MPa) relative alla combinazione rara SLE:

| Sezione | Max Fz | | Min Fz | | Max My | | Min My | |
|---------|----------------|------------|----------------|------------|----------------|------------|----------------|------------|
| | σ_{cls} | σ_f | σ_{cls} | σ_f | σ_{cls} | σ_f | σ_{cls} | σ_f |
| C1_APP | -1 | 18 | -1 | 16 | -1 | 18 | -1 | 16 |
| C1_MEZZ | -0.6 | 35.9 | -0.8 | 29.7 | -0.6 | 35.9 | -4.4 | 26.9 |
| C1_G1 | -1.3 | 42.9 | -1.6 | 36.5 | -1.3 | 42.9 | -5.2 | 31.9 |
| C2_G2 | 0.0 | 94.2 | 0.0 | 90.0 | 0.0 | 94.2 | -2.6 | 7.4 |
| C3_APP | 0.0 | 94.6 | 0.0 | 93.4 | 0.0 | 94.6 | -2.8 | 27.5 |
| C4_G3 | -1.1 | 21.4 | -2.6 | 13.7 | -1.4 | 14.6 | -2.6 | 13.7 |
| C4_G4 | -2.5 | 47.7 | -2.9 | 39.5 | -2.5 | 47.7 | -6.7 | 41.8 |
| C5_MEZZ | -2.4 | 56.4 | -2.7 | 47.5 | -2.4 | 56.4 | -7.0 | 43.3 |
| C6_G5 | -2.1 | 54.6 | -2.4 | 47.2 | -2.1 | 54.6 | -6.4 | 39.8 |
| C6_G6 | -1.2 | 79.0 | -1.3 | 75.7 | -1.2 | 79.0 | -3.8 | 37.5 |
| C7_APP | 0.0 | 99.2 | 0.0 | 97.7 | 0.0 | 99.2 | -2.2 | 27.1 |

Nel secondo caso, si assume che le condizioni ambientali del sito in cui sorge l'opera siano aggressive e si verifica che il valore limite di apertura della fessura, calcolato per armature poco sensibili, sia al più pari ai seguenti valori nominali:

- $w_1 = 0.2 \text{ mm}$ per combinazione delle azioni quasi permanente;
- $w_2 = 0.3 \text{ mm}$ per combinazione delle azioni frequente.
-

| Sezione | Max Fz | Min Fz | Max My | Min My |
|---------|------------|------------|------------|------------|
| | σ_f | σ_f | σ_f | σ_f |
| C1_APP | 17 | 16 | 17 | 16 |
| C1_MEZZ | 27.7 | 22.9 | 27.7 | 22.9 |
| C1_G1 | 34.9 | 30.0 | 34.9 | 27.9 |
| C2_G2 | 74.6 | 71.4 | 74.6 | 9.5 |
| C3_APP | 80.1 | 79.3 | 80.1 | 29.8 |
| C4_G3 | 19.3 | 11.1 | 14.2 | 11.1 |
| C4_G4 | 39.0 | 32.8 | 39.0 | 79.7 |
| C5_MEZZ | 46.2 | 39.5 | 46.2 | 106.9 |
| C6_G5 | 43.8 | 38.2 | 43.8 | 35.5 |
| C6_G6 | 63.7 | 61.2 | 63.7 | 36.2 |
| C7_APP | 83.3 | 82.2 | 83.3 | 29.2 |

L'armatura longitudinale della soletta [(1+1) ϕ 16/20].

In base alle tabelle 7.1 e 7.2 dell'EN1994-2, tali tensioni, in relazione al diametro e al passo delle barre utilizzate, rientrano nei limiti consentiti affinché l'apertura delle fessure sia al di sotto dei limiti di normativa.

10 VERIFICHE ELEMENTI SECONDARI

10.1 VERIFICHE DEI CONNETTORI ACCIAIO CALCESTRUZZO (PIOLI)

La resistenza dei pioli è calcolata in accordo ad EN 1994-2, 6.6.3.1 secondo cui si ipotizzano due diversi meccanismi di rottura: a taglio del gambo del piolo e per schiacciamento del cls.

$$P_{Rd}^1 = \frac{0.8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V}$$

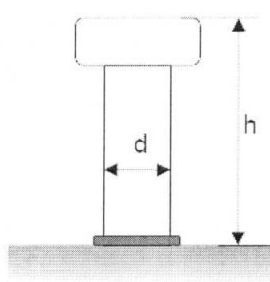
$$P_{Rd}^2 = \frac{0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V}$$

$$\alpha = 0.2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{for } 3 \leq h_{sc} / d \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{for } h_{sc} / d > 4$$

EN 1994-2, 6.6.3.1

Essendo:



d : diametro del piolo

hsc=h: altezza del piolo

f_u: resistenza ultima dell'acciaio del piolo (<=500 MPa)

f_{ck}: resistenza caratteristica cilindrica del cls

E_{cm}: modulo di elasticità secante del cls

La verifica consiste in:

$$v_{Ed} \leq n * P_{rd} \quad \text{a SLU (Combinazione fondamentale)}$$

Essendo:

$P_{rd} = \min (P_{Rd}^1; P_{Rd}^2)$ Resistenza di un piolo

n = numero di piolo per metro

$v_{Ed} = V * S_{sy4} / J_y =$ flusso delle tensioni tangenziali all'interfaccia estradosso della piattabanda superiore-intradosso della soletta, calcolato per ogni fase.

Come connettori tra la soletta di calcestruzzo e le travi d'acciaio si adottano pioli muniti di testa che possiedono le seguenti caratteristiche:

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

| CONNETTORI (pioli saldati muniti di testa) | | SLU | |
|--|---|------------|-------|
| Resistenza ultima a trazione del materiale del piolo | $f_u [N/mm^2]$ | | 450 |
| Resistenza a fatica (2×10^6 cicli) | $\Delta\tau_R [N/mm^2]$ | | 80 |
| CAPACITA' PORTANTE | | | |
| | Diametro $d_p [mm]$ | | 19 |
| | Altezza $h_p [mm]$ | | 200 |
| | Coefficiente parziale γ_v a <i>slu</i> | | 1.25 |
| | h_p/d_p | | 10.53 |

Di seguito si riporta il riepilogo delle verifiche dei pioli in cui "V_{Ed}" sono espressi in N/mm:

| CONCI | n pioli/m | vEd,max | vEd,min | P _{Rd,tot} | 'vEdmax/(P _{Rd,tot}) | 'vEdmin/(P _{Rd,tot}) | Combinazione |
|---------|-----------|---------|---------|---------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------|
| C1_APP | 20 | 998.01 | 25.1648 | 1633 | 0.61 | 0.02 | SLU |
| C1_MEZZ | 15 | 367.66 | -266.24 | 1225 | 0.30 | 0.22 | SLU |
| C1_G1 | 15 | 326.32 | -288.21 | 1225 | 0.27 | 0.24 | SLU |
| C2_G2 | 15 | -100.12 | -851.11 | 1225 | 0.08 | 0.69 | SLU |
| C3_APP | 20 | 1102.63 | 124.046 | 1633 | 0.68 | 0.08 | SLU |
| C4_G3 | 15 | 356.30 | 125.999 | 1225 | 0.29 | 0.10 | SLU |
| C4_G4 | 15 | 618 | -128.96 | 1225 | 0.50 | 0.11 | SLU |
| C5_MEZZ | 15 | 357 | -391.6 | 1225 | 0.29 | 0.32 | SLU |
| C6_G5 | 15 | 99 | -631.11 | 1225 | 0.08 | 0.52 | SLU |
| C6_G6 | 15 | 911 | 134.954 | 1225 | 0.74 | 0.11 | SLU |
| C7_APP | 20 | -145 | -1114 | 1633 | 0.09 | 0.68 | SLU |

Il rapporto V_{Ed}/P_{Rd} deve essere inferiore a 1 (SLU)

| CONCI | n pioli/m | vEd,max | vEd,min | P _{Rd,tot} | 'vEdmax/(P _{Rd,tot}) | 'vEdmin/(P _{Rd,tot}) | Combinazione |
|---------|-----------|---------|---------|---------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------|
| C1_APP | 20 | 708.78 | 5.26397 | 1633 | 0.43 | 0.00 | SLE |
| C1_MEZZ | 15 | 260.53 | -201.05 | 1225 | 0.21 | 0.16 | SLE |
| C1_G1 | 15 | 231.44 | -216.67 | 1225 | 0.19 | 0.18 | SLE |
| C2_G2 | 15 | -74.38 | -624.37 | 1225 | 0.06 | 0.51 | SLE |
| C3_APP | 20 | 784.30 | 76.9044 | 1633 | 0.48 | 0.05 | SLE |
| C4_G3 | 15 | 202.48 | 63.0105 | 1225 | 0.17 | 0.05 | SLE |
| C4_G4 | 15 | 444 | -98.521 | 1225 | 0.36 | 0.08 | SLE |
| C5_MEZZ | 15 | 263 | -287.05 | 1225 | 0.21 | 0.23 | SLE |
| C6_G5 | 15 | 77 | -457.08 | 1225 | 0.06 | 0.37 | SLE |
| C6_G6 | 15 | 628 | 91.4312 | 1225 | 0.51 | 0.07 | SLE |
| C7_APP | 20 | -97 | -800.09 | 1633 | 0.06 | 0.49 | SLE |

Il rapporto V_{Ed}/P_{Rd} deve essere inferiore a 0.6 (SLE)

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

| CONCI | n pioli/m | vEd,max | vEd,min | P _{Rd,tot} | 'vEdmax/(P _{Rd,tot}) | 'vEdmin/(P _{Rd,tot}) | Combinazione |
|---------|-----------|---------|---------|---------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------|
| C1_APP | 20 | 415.90 | -96.945 | 1633 | 0.25 | 0.06 | SLfatica |
| C1_MEZZ | 15 | 256.91 | -200.37 | 1225 | 0.21 | 0.16 | SLfatica |
| C1_G1 | 15 | 236.94 | -207.11 | 1225 | 0.19 | 0.17 | SLfatica |
| C2_G2 | 15 | 39.02 | -409.4 | 1225 | 0.03 | 0.33 | SLfatica |
| C3_APP | 20 | 420.70 | -63.429 | 1633 | 0.26 | 0.04 | SLfatica |
| C4_G3 | 15 | 63.78 | -74.015 | 1225 | 0.05 | 0.06 | SLfatica |
| C4_G4 | 15 | 387 | -147.45 | 1225 | 0.32 | 0.12 | SLfatica |
| C5_MEZZ | 15 | 270 | -271.08 | 1225 | 0.22 | 0.22 | SLfatica |
| C6_G5 | 15 | 142 | -383.81 | 1225 | 0.12 | 0.31 | SLfatica |
| C6_G6 | 15 | 474 | -54.663 | 1225 | 0.39 | 0.04 | SLfatica |
| C7_APP | 20 | 48 | -425.6 | 1633 | 0.03 | 0.26 | SLfatica |

Per le verifica a fatica dei pioli si veda il §9.5.

10.2 VERIFICHE DEI GIUNTI SALDATI TRAVI PRINCIPALI

In accordo con le tensioni riportate in allegato, si riportano di seguito le verifiche più gravose per le saldature dell'opera in oggetto.

Verifica saldature anima/piattabande (cordoni di lato L = 8mm)

La sezione resistente della saldatura, in accordo con [DM18] §4.2.8.2.3, è pari a:

$$t_{\text{saldatura}} = 0,7 \cdot L = 5,6 \text{ mm}$$

Le massime tensioni indotte sulla saldatura sono:

$$\tau_{//} = \tau_{\text{anima}} \cdot t_{\text{anima}} / (2 \cdot t_{\text{saldatura}}) = 121,06 \cdot 20 / (2 \cdot 5,6) = 216,08 \text{ MPa} \leq \frac{f_{tk}}{\sqrt{3} \beta \gamma_{M2}} = 261 \text{ MPa}$$

Nella verifica precedente è stata utilizzata la tensione tangenziale massima (Sezione C3_app) di tutte le sezioni di calcolo dell'impalcato sulla saldatura di lato più piccolo.

Le saldature rimanenti sono a piena penetrazione realizzate con materiali d'apporto aventi resistenza uguale o maggiore a quella degli elementi collegati. Pertanto, la resistenza di progetto dei collegamenti a piena penetrazione si assume eguale alla resistenza di progetto del più debole tra gli elementi connessi.

10.3 VERIFICHE DEI DIAFRAMMI E DEI GIUNTI BULLONATI

In questo capitolo sono riportate le analisi e le verifiche di resistenza e stabilità per gli elementi costituenti i diaframmi con verifiche delle relative giunzioni bullonate in accordo con le sollecitazioni dedotte dal modello a grigliato.

Sono state concepite due tipologie di diaframmi in grado di soddisfare tutte le esigenze di resistenza derivanti dalle azioni agenti considerate:

| | |
|----------------------------|-------------------------|
| DIAFRAMMA INTEMEDIO | "RETICOLARE" |
| DIAFRAMMA D'APPOGGIO TRAVE | "AD ANIMA PIENA" |

Per quanto riguarda il diaframma di appoggio trave occorre effettuare anche la verifica con le azioni indotte dal sollevamento dell'impalcato (vedi par. 10.4).

10.3.1 Diaframma intermedio "reticolare"

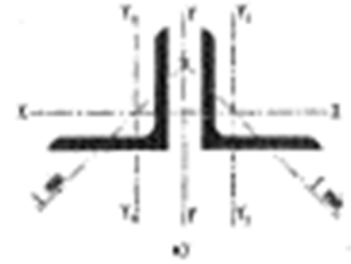
| SOLLECITAZIONI | | | |
|---|-----|---------------------------------------|--------------------------|
| | | | N (kN) |
| Diagonale Esercizio SLE - | | | -261 |
| Diagonale Esercizio SLU - | | | -352 |
| Diagonale Sisma - | | | -116 |
| Diagonale Esercizio SLE + | | | 258 |
| Diagonale Esercizio SLU + | | | 349 |
| Diagonale Sisma + | | | 115 |
| Briglia inferiore esercizio SLE - | | | 49 |
| Briglia inferiore esercizio SLU - | | | 27 |
| Briglia inferiore sisma - | | | 70 |
| Briglia inferiore esercizio SLE + | | | 325 |
| Briglia inferiore esercizio SLU + | | | 438 |
| Briglia inferiore sisma + | | | 168 |
| Briglia superiore esercizio SLE - | | | -297 |
| Briglia superiore esercizio SLU - | | | -402 |
| Briglia superiore sisma - | | | -58 |
| Briglia superiore esercizio SLE + | | | 352 |
| Briglia superiore esercizio SLU + | | | 477 |
| Briglia superiore sisma + | | | 124 |
| Monaco SLE - | | | -269 |
| Monaco SLU - | | | -363 |
| Monaco SISMA - | | | -120 |
| DATI ASTA RETICOLARE DIAGONALE | | | |
| Verifica | | | SLU |
| ACCIAIO FE510 (fyk/ym1) (instabilità) | ym1 | 1.1 | σ_a 322.73 Mpa |
| ACCIAIO FE510 (fyk/ym2) (frattura sezioni tese forate) | ym2 | 1.25 | σ_a 284.00 Mpa |
| Luce libera di inflessione | | | L 1947 mm |
| Interasse dei collegamenti intermedi (L/2) | | | i 974 mm |
| Spazio netto tra i profili | | | s _x 16 mm |
| Coefficiente di riduzione dell'luce libera | | | β 1 |
| Numero di profili accoppiati | | | np 2 |
| CARICO CRITICO ASTA PER INFLESSIONE NEL PIANO X-X | | | |
| Tipo del profilo ad L | | | L130x130x12 |
| Area | | A | 3000 mm ² |
| Area al netto delle forature (M27) | | A _n | 2715 mm ² |
| momento di inerzia | | J | 4720000 mm ⁴ |
| Distanza baricentro lato profilo | | e | 36.4 mm |
| raggio di inerzia minimo | | i _{min} | 39.7 mm |
| Snellezza singolo profilo | | λ_1 | 25 |
| Coefficiente ω (CNR tabella c) | | ω_1 | 1.07 |
| Ncritico singolo profilo | | N _{cr,1} | 995 kN |
| lamda | | λ | 1.03 |
| alfa | | α | 0.34 |
| Phi | | Φ | 1.18 |
| coefficiente | | X | 0.58 |
| Resistenza all'instabilità | | N _{b,Pd,1} | 557 kN |
| CARICO CRITICO ASTA PER INFLESSIONE NEL PIANO Y-Y | | | |
| Area dell'asta composta | | npA | 6000 mm ² |
| Area dell'asta composta al netto delle forature (M27) | | npA _n | 5430 mm ² |
| Posizione baricentro asta rispetto asse y | | cx | 44.4 mm |
| Momento di inerzia dell'asta composta | | np(J _y +Acx ²) | 20144485 mm ⁴ |
| raggio di inerzia asta composta | | i | 58 mm |
| luce libera di inflessione | | βL | 1947 mm |
| Snellezza asta composta | | λ | 34 |
| Snellezza equivalente ($\lambda_{eq}^2 = \lambda^2 + \lambda_1^2$) ^{1/2} | | λ_{eq} | 42 |
| Coefficiente ω (CNR tabella c) | | ω_2 | 1.23 |
| Ncritico asta composta | | N _{cr,2} | 1732 kN |
| lamda | | λ | 1.11 |
| alfa | | α | 0.34 |
| Phi | | Φ | 1.27 |
| coefficiente | | X | 0.53 |
| Resistenza all'instabilità | | N _{b,Pd,2} | 1026 kN |
| VERIFICA ASTA | | | |
| N limite asta + | | | 771 kN |
| N esterno + | | | 349 kN |
| N critico minimo - | | | -557 kN |
| N esterno - | | | -352 kN |
| | | | Verifica soddisfatta |
| | | | Verifica soddisfatta |

VERIFICA IMBOZZAMENTO

| RAPPORTI LARGHEZZA-SPESSORE DIAGONALE | | | | | |
|---------------------------------------|-------|--|-----|----|----|
| Fe = | 510 | h= | 130 | t= | 12 |
| fyk= | 355 | | | | |
| h/t = | 9.83 | | | | |
| limite (15ε) | 12.20 | SEZIONE DI CLASSE 3 NON NOCESSITA DI VERIFICA | | | |

Verifica dei bulloni (M27)

| | | |
|-------------|--|-------|
| N | massimo sforzo trasmesso (kN) | 352 |
| | eccentricità asse bulloni-asse profilo (m) | 0.029 |
| | interasse bulloni (m) | 0.065 |
| $n_{b,min}$ | n° minimo di bulloni considerando 2 facce | 2.43 |
| n_b | n° minimo bulloni da disporre | 3.00 |



Verifica a rifollamento

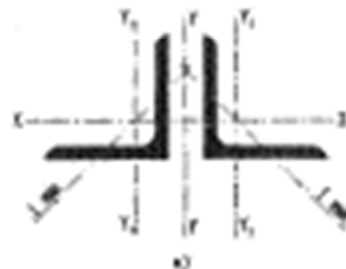
| | | |
|----------------|--------------------------------|-----------|
| | | sp |
| | | 12 |
| σ_{rif} | tensione di rifollamento (Mpa) | 171.54 |

< **275.09** MPa

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

| DATI ASTA RETICOLARE BRIGLIA INFERIORE | | | | | | | | |
|--|-----|------|---------------------------------------|-------------|-----------------|---|-----|----------------------|
| Verifica | | | | | | | SLU | |
| ACCIAIO FE510 (fyk/γm1) (instabilità) | γm1 | 1.1 | σ _a | 322.73 | Mpa | | | |
| ACCIAIO FE510 (fyk/γm2) (frattura sezioni tese forate) | γm2 | 1.25 | σ _a | 284.00 | Mpa | | | |
| Luce libera di inflessione | | | L | 3628 | mm | | | |
| Interasse dei collegamenti intermedi (L/2) | | | i | 1814 | mm | | | |
| Spazio netto tra i profili | | | s _x | 16 | mm | | | |
| Coefficiente di riduzione della luce libera | | | β | 1 | | | | |
| Numero di profili accoppiati | | | np | 2 | | | | |
| CARICO CRITICO ASTA PER INFLESSIONE NEL PIANO X-X | | | | | | | | |
| Tipo del profilo ad L | | | | L130x130x12 | | | | |
| Area | | | A | 2520 | mm ² | | | |
| Area al netto delle forature (M27) | | | An | 2235 | mm ² | | | |
| momento di inerzia | | | J | 4720000 | mm ⁴ | | | |
| Distanza baricentro lato profilo | | | e | 36.4 | mm | | | |
| raggio di inerzia minimo | | | i _{min} | 39.7 | mm | | | |
| Snellezza singolo profilo | | | λ ₁ | 46 | | | | |
| Coefficiente ω (CNR tabella c) | | | ω ₁ | 1.28 | | | | |
| Ncritico singolo profilo | | | N _{cr,1} | 699 | kN | | | |
| λ _{mda} | | | λ | 1.13 | | | | |
| α _{fa} | | | α | 0.34 | | | | |
| Φ _i | | | Φ | 1.30 | | | | |
| coefficiente | | | X | 0.52 | | | | |
| Resistenza all'instabilità | | | N _{b,Rd,1} | 420 | kN | | | |
| CARICO CRITICO ASTA PER INFLESSIONE NEL PIANO Y-Y | | | | | | | | |
| Area dell'asta composta | | | npA | 5040 | mm ² | | | |
| Area dell'asta composta al netto delle forature (M27) | | | npAn | 4470 | mm ² | | | |
| Posizione baricentro asta rispetto asse y | | | cx | 44.4 | mm | | | |
| Momento di inerzia dell'asta composta | | | np(J _y +Acx ²) | 18251979 | mm ⁴ | | | |
| raggio di inerzia asta composta | | | i | 60 | mm | | | |
| luce libera di inflessione | | | βL | 3628 | mm | | | |
| Snellezza asta composta | | | λ | 60 | | | | |
| Snellezza equivalente (λ ₁ ² +λ ₂ ²) ^{1/2} | | | λ _{eq} | 76 | | | | |
| Coefficiente ω (CNR tabella c) | | | ω ₂ | 1.89 | | | | |
| Ncritico asta composta | | | N _{cr,2} | 947 | kN | | | |
| λ _{mda} | | | λ | 1.37 | | | | |
| α _{fa} | | | α | 0.34 | | | | |
| Φ _i | | | Φ | 1.64 | | | | |
| coefficiente | | | X | 0.39 | | | | |
| Resistenza all'instabilità | | | N _{b,Rd,2} | 638 | kN | | | |
| VERIFICA ASTA | | | | | | | | |
| N limite asta + | | | | 635 | kN | | | |
| N esterno + | | | | 438 | kN | ✓ | | Verifica soddisfatta |
| N critico minimo - | | | | -420 | kN | | | |
| N esterno - | | | | 27 | kN | ✓ | | Verifica soddisfatta |

| VERIFICA IMBOZZAMENTO | | |
|--|---|--|
| RAPPORTI LARGHEZZA-SPESSORE DIAGONALE | | |
| Fe = | 510 | h= 130 t= 12 |
| fyk= | 355 | |
| h/t = | 9.83 | |
| limite (15ε) | 12.20 | SEZIONE DI CLASSE 3 NON NECESSITA DI VERIFICA |
| | | |
| | | |
| Verifica dei bulloni (M27) | | |
| N | massimo sforzo trasmesso (kN) | 438 |
| eccentricità asse bulloni-asse profilo (m) | | 0.029 |
| interasse bulloni (m) | | 0.065 |
| n _{b,min} | n° minimo di bulloni considerando 2 facce | 3.00 |
| n _b | n° minimo bulloni da disporre | 3.00 |
| | | |
| Verifica a rifollamento | | sp |
| | | 12 |
| σ _{rif} | tensione di rifollamento (Mpa) | 213.45 |
| | | < 275.09 MPa |

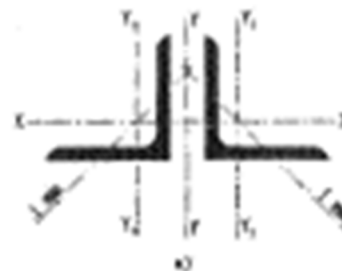


RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

| DATI ASTA RETICOLARE BRIGLIA SUPERIORE | | | | | | |
|--|-----|------|--------------------------|---|-------------|----------------------|
| Verifica | | | | | | SLU |
| ACCIAIO FE510 (fyk/γm1) (instabilità) | γm1 | 1.1 | σ _a | | 322.73 | Mpa |
| ACCIAIO FE510 (fyk/γm2) (frattura sezioni tese forat) | γm2 | 1.25 | σ _a | | 284.00 | Mpa |
| Luce libera di inflessione | | | L | | 1810 | mm |
| Interasse dei collegamenti intermedi (L/2) | | | i | | 905 | mm |
| Spazio netto tra i profili | | | s _x | | 16 | mm |
| Coefficiente di riduzione dell luce libera | | | β | | 1 | |
| Numero di profili accoppiati | | | np | | 2 | |
| CARICO CRITICO ASTA PER INFLESSIONE NEL PIANO X-X | | | | | | |
| Tipo del profilo ad L | | | | | L100x100x12 | |
| Area | | | A | | 2270 | mm ² |
| Area al netto delle forature (M27) | | | An | | 1985 | mm ² |
| momento di inerzia | | | J | | 2070000 | mm ⁴ |
| Distanza baricentro lato profilo | | | e | | 29 | mm |
| raggio di inerzia minimo | | | i _{min} | | 30.2 | mm |
| Snellezza singolo profilo | | | λ ₁ | | 30 | |
| Coefficiente ω (CNR tabella c) | | | ω ₁ | | 1.11 | |
| Ncritico singolo profilo | | | N _{cr,1} | | 726 | kN |
| lamda | | | λ | | 1.05 | |
| alfa | | | α | | 0.34 | |
| Fi | | | Φ | | 1.20 | |
| coefficiente | | | X | | 0.56 | |
| Resistenza all'instabilità | | | Nb,Rd,1 | | 413 | kN |
| CARICO CRITICO ASTA PER INFLESSIONE NEL PIANO Y-Y | | | | | | |
| Area dell'asta composta | | | npA | | 4540 | mm ² |
| Area dell'asta composta al netto delle forature (M27) | | | npAn | | 3970 | mm ² |
| Posizione baricentro asta rispetto asse y | | | cx | | 37 | mm |
| Momento di inerzia dell'asta composta | | | np(Jy+Acx ²) | | 9574930 | mm ⁴ |
| raggio di inerzia asta composta | | | i | | 46 | mm |
| luce libera di inflessione | | | βL | | 1810 | mm |
| Snellezza asta composta | | | λ | | 39 | |
| Snellezza equivalente (λ ₁ ² +λ ₂ ²) ^{1/2} | | | λ _{eq} | | 50 | |
| Coefficiente ω (CNR tabella c) | | | ω ₂ | | 1.34 | |
| Ncritico asta composta | | | N _{cr,2} | | 1203 | kN |
| lamda | | | λ | | 1.16 | |
| alfa | | | α | | 0.34 | |
| Fi | | | Φ | | 1.33 | |
| coefficiente | | | X | | 0.50 | |
| Resistenza all'instabilità | | | Nb,Rd,2 | | 735 | kN |
| VERIFICA ASTA | | | | | | |
| N limite asta + | | | | | 564 | kN |
| N esterno + | | | | ✓ | 477 | kN |
| N critico minimo - | | | | | -413 | kN |
| N esterno - | | | | ✓ | -402 | kN |
| | | | | | | Verifica soddisfatta |
| | | | | | | Verifica soddisfatta |

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

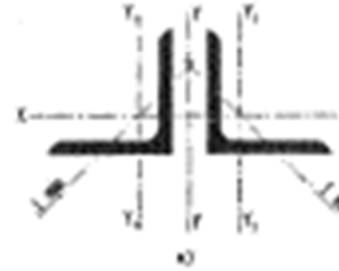
| VERIFICA IMBOZZAMENTO | | |
|--|---|--|
| RAPPORTI LARGHEZZA-SPESSORE DIAGONALE | | |
| Fe = | 510 | h= 100 t= 12 |
| fyk= | 355 | |
| h/t = | 7.33 | |
| limite (15ε) | 12.20 | SEZIONE DI CLASSE 3 NON NECESSITA DI VERIFICA |
| | | |
| | | |
| Verifica dei bulloni (M27) | | |
| N | massimo sforzo trasmesso (kN) | 477 |
| eccentricità asse bulloni-asse profilo (m) | | 0.021 |
| interasse bulloni (m) | | 0.065 |
| n _{b,min} | n° minimo di bulloni considerando 2 facce | 3.14 |
| n _b | n° minimo bulloni da disporre | 4.00 |
| | | |
| Verifica a rifollamento | | sp |
| | | 12 |
| σ _{rif} | tensione di rifollamento (Mpa) | 174.34 |
| | | < 275.09 MPa |



RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

| DATI ASTA RETICOLARE MONACO | | | | | | |
|--|-----|------|---------------------------------------|--|-------------|----------------------|
| Verifica | | | | | | SLU |
| ACCIAIO FE510 (fyk/γm1) (instabilità) | γm1 | 1.1 | σ _a | | 905.00 | Mpa |
| ACCIAIO FE510 (fyk/γm2) (frattura sezioni tese forate) | γm2 | 1.25 | σ _a | | 16.00 | Mpa |
| Luce libera di inflessione | | | L | | 1290 | mm |
| Interasse dei collegamenti intermedi | | | i | | 1290 | mm |
| Spazio netto tra i profili | | | s _x | | 16 | mm |
| Coefficiente di riduzione dell luce libera | | | β | | 1 | |
| Numero di profili accoppiati | | | np | | 4 | |
| CARICO CRITICO ASTA PER INFLESSIONE NEL PIANO X-X | | | | | | |
| Tipo del profilo ad L | | | | | L100x100x10 | |
| Area | | | A | | 1920 | mm ² |
| Area al netto delle forature (M27) | | | A _n | | 1635 | mm ² |
| momento di inerzia | | | J | | 1770000 | mm ⁴ |
| Distanza baricentro lato profilo | | | e | | 28.2 | mm |
| raggio di inerzia minimo | | | i _{min} | | 30.4 | mm |
| Snellezza singolo profilo | | | λ ₁ | | 42 | |
| Coefficiente ω (CNR tabella c) | | | ω ₁ | | 1.23 | |
| Ncritico singolo profilo | | | N _{cr,1} | | 1554 | kN |
| lamda | | | λ | | 1.11 | |
| alfa | | | α | | 0.34 | |
| Fi | | | Φ | | 1.27 | |
| coefficiente | | | X | | 0.53 | |
| Resistenza all'instabilità | | | N _{b,Rd,1} | | 921 | kN |
| CARICO CRITICO ASTA PER INFLESSIONE NEL PIANO Y-Y | | | | | | |
| Area dell'asta composta | | | npA | | 7680 | mm ² |
| Area dell'asta composta al netto delle forature (M27) | | | npA _n | | 6540 | mm ² |
| Posizione baricentro asta rispetto asse y | | | cx | | 36.2 | mm |
| Momento di inerzia dell'asta composta | | | np(J _y +Acx ²) | | 15650278 | mm ⁴ |
| raggio di inerzia asta composta | | | i | | 45 | mm |
| luce libera di inflessione | | | βL | | 1290 | mm |
| Snellezza asta composta | | | λ | | 29 | |
| Snellezza equivalente (λ ₁ ² +λ ₂ ²) ^{1/2} | | | λ _{eq} | | 51 | |
| Coefficiente ω (CNR tabella c) | | | ω ₂ | | 1.34 | |
| Ncritico asta composta | | | N _{cr,2} | | 5706 | kN |
| lamda | | | λ | | 1.16 | |
| alfa | | | α | | 0.34 | |
| Fi | | | Φ | | 1.33 | |
| coefficiente | | | X | | 0.50 | |
| Resistenza all'instabilità | | | N _{b,Rd,2} | | 3487 | kN |
| VERIFICA ASTA | | | | | | |
| N limite asta + | | | | | 26 | kN |
| N esterno + | | | | | -120 | kN |
| N critico minimo - | | | | | -921 | kN |
| N esterno - | | | | | -363 | kN |
| | | | | | | Verifica soddisfatta |
| | | | | | | Verifica soddisfatta |

| VERIFICA IMBOZZAMENTO | | | | | | | |
|---------------------------------------|--|--|--------|----|---------------|-----------|--|
| RAPPORTI LARGHEZZA-SPESSORE DIAGONALE | | | | | | | |
| Fe = | 510 | h= | 100 | t= | 10 | | |
| fyk= | 355 | | | | | | |
| h/t = | 9.00 | | | | | | |
| limite (15ε) | 12.20 | SEZIONE DI CLASSE 3 NON NECESSITA DI VERIFICA | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| Verifica dei bulloni (M27) | | | | | | | |
| N | massimo sforzo trasmesso (kN) | | 363 | | | | |
| | eccentricità asse bulloni-asse profilo (m) | | 0.022 | | | | |
| | interasse bulloni (m) | | 0.065 | | | | |
| n _{b,min} | n° minimo di bulloni considerando 2 facce | | 2.39 | | | | |
| n _b | n° minimo bulloni da disporre | | 3.00 | | | | |
| | | | | | | | |
| Verifica a rifollamento | | | | | | sp | |
| | | | | | | 10 | |
| σ _{rif} | tensione di rifollamento (Mpa) | | 212.28 | < | 275.09 | MPa | |



10.3.3 Diaframma d'appoggio trave "AD ANIMA PIENA"

| SEZIONE NON FORATA IN CORRISPONDENZA DEL GIUNTO | | | | | | |
|--|------------------------|---------|--------|----------------------------|--------|-----|
| Caratteristiche delle travi in acciaio | | | | | | |
| Altezza trave totale | Htr (m) | | | 2.0950 | | |
| Larghezza piattabanda superiore | Bpe (m) | | | 0.4000 | | |
| Spessore piattabanda superiore | Spe (m) | | | 0.0250 | | |
| Larghezza piattabanda inferiore | Bpi (m) | | | 0.4000 | | |
| Spessore piattabanda inferiore | Spi (m) | | | 0.0250 | | |
| Spessore anima | Sa (m) | | | 0.0250 | | |
| Altezza anima | Ha (m) | | | 2.0450 | | |
| Area della sezione | Aa (m ²) | | | 0.0711 | | |
| Momento statico lembo inferiore | Sai (m ³) | | | 0.0745 | | |
| Dist. baric. lembo inferiore | Dagi (m) | | | 1.0475 | | |
| Dist. baric. lembo superiore | Dage (m) | | | 1.0475 | | |
| Momento d'inerzia baricentrico X | Jgx (m ⁴) | | | 0.0392 | | |
| Modulo di resist. lembo super. | Wae (m ³) | | | 0.0375 | | |
| Modulo di resist. lembo infer. | Wai (m ³) | | | 0.0375 | | |
| Momento statico al lembo sup. anima | Sae (m ³) | | | 0.0104 | | |
| Momento statico al lembo inf. anima | Sai (m ³) | | | 0.0104 | | |
| Momento statico asse Y | Svi (m ³) | | | 0.0142 | | |
| Dist. baric. asse Y | Dvgi (m) | | | 0.2000 | | |
| Momento d'inerzia baricentrico Y | Jgy (m ⁴) | | | 0.0021 | | |
| Riepilogo sollecitazioni (SLU) | | | | | | |
| Sforzo normale | max | N (kN) | | 0 | | |
| | min | N (kN) | | | | |
| Sforzo di taglio | max | T (kN) | | 408 | | |
| | min | T (kN) | | 0 | | |
| Momento flettente | max | M (kNm) | | 0 | | |
| | min | M (kNm) | | 1045 | | |
| Verifiche delle sezioni (SLU) | | | | Tensioni di calcolo | | |
| tensione nor.le piattabanda sup. | $\sigma_{ala\ sup.}$ | MPa | -27.89 | < fyd = | 338.10 | MPa |
| tensione nor.le piattabanda inf. | $\sigma_{ala\ inf.}$ | MPa | 27.89 | < fyd = | 338.10 | MPa |
| tensione tang.le bar. anima | $\tau_{anima\ baric.}$ | MPa | 7.79 | < ftyd = | 195.20 | MPa |
| tensione nor.le attacco anima-piatt. sup. | $\sigma_{anima\ sup.}$ | MPa | -27.23 | < fyd = | 338.10 | MPa |
| tensione tang.le attacco anima-piatt. sup. | $\tau_{anima\ sup.}$ | MPa | 0.27 | < ftyd = | 195.20 | MPa |
| tensione ideale attacco anima-piatt. sup. | $\sigma_{id\ sup.}$ | MPa | 27.24 | < fyd = | 338.10 | MPa |
| tensione nor.le attacco anima-piatt. inf. | $\sigma_{anima\ inf.}$ | MPa | 27.23 | < fyd = | 338.10 | MPa |
| tensione tang.le attacco anima-piatt. inf. | $\tau_{anima\ inf.}$ | MPa | 0.27 | < ftyd = | 195.20 | MPa |
| tensione ideale attacco anima-piatt. inf. | $\sigma_{id\ inf.}$ | MPa | -27.24 | < fyd = | 338.10 | MPa |

SEZIONE DI GIUNTO FORATA E GIUNTI BULLONATI

| piattabande inferiori | | | |
|--|---|-----------|-------------|
| | Tipologia | | |
| | Giunto | G1 | |
| A | area lorda (mm ²) | 10000 | |
| σ_{es} | massima tensione (Mpa) | 27.89 | |
| n_b | n° bulloni allineati | 4 | |
| A* | area netta (mm ²) | 7150 | |
| σ_{es}^* | massima tensione netta (Mpa) | 39.01 | |
| N | massimo sforzo trasmesso (kN) | 279 | |
| $n_{b,min}$ | n° minimo di bulloni considerando 2 facce | 1.81 | |
| n_b | n° minimo bulloni da disporre | 2 | |
| coprigiunto piattabande inferiori | | | |
| | | sp | |
| sp | spessore profilo | 15 | |
| sp | spessore piattabanda | 25 | |
| σ_{rif} | tensione di rifollamento (Mpa) | 163.12 | < 275.1 MPa |
| σ_{rif} | tensione di rifollamento piattabanda (MPa) | 195.75 | < 275.1 MPa |
| Ac | area netta coprigiunti (mm ²) | 7290 | > A* |
| piattabande superiori | | | |
| | Tipologia | | |
| | Giunto | G1 | |
| A | area lorda (mm ²) | 10000 | |
| σ_{es} | massima tensione (Mpa) | -27.89 | |
| n_b | n° bulloni allineati | 2 | |
| A* | area netta (mm ²) | 8575 | |
| σ_{es}^* | massima tensione netta (Mpa) | -32.53 | |
| N | massimo sforzo trasmesso (kN) | 279 | |
| $n_{b,min}$ | n° minimo di bulloni considerando 2 facce | 2.31 | |
| n_b | n° minimo bulloni da disporre | 3 | |
| coprigiunto piattabande superiori | | | |
| | | sp | |
| sp | spessore coprigiunto | 18 | |
| sp | spessore piattabanda | 25 | |
| σ_{rif} | tensione di rifollamento (Mpa) | 90.62 | < 275.1 MPa |
| σ_{rif} | tensione di rifollamento piattabanda (MPa) | 130.50 | < 275.1 MPa |
| Ac | area netta coprigiunti (mm ²) | 9054 | > A* |
| anime | | | |
| | Tipologia | | |
| | Giunto | G1 | |
| h | altezza anima (mm) | 1542 | |
| t_w | spessore anima (mm) | 25 | |
| d | distanza bulloni esterni coprigiunto (mm) | 1430 | |
| A | area lorda (mm ²) | 38550 | |
| σ_{es} | massima tensione assiale (Mpa) | 27.23 | |
| σ_{es} | minima tensione assiale (Mpa) | -27.23 | |
| x | distanza asse neutro lembo compresso | 771 | |
| σ_{es} | tensione tangenziale media (Mpa) | 0.27 | |
| n_b | n° bulloni allineati (verticalmente) | 23 | |
| n_b | n° file di bulloni (da un lato del giunto) | 2 | |
| A* | area netta (mm ²) | 22162.5 | |
| M | momento agente su mezza porzione di coprigiunto (kNm) | 270 | |
| V | taglio agente sul giunto (kN) | 10 | |
| Tv | azione su un bullone (una faccia) (kN) dovuta al taglio V | 0.13 | |
| T _M | azione su un bullone (una faccia) (kN) dovuta al momento | 12.05 | |
| Vf | taglio vettoriale su un bullone (una faccia) (kN) | 12.05 | < 77 kN |
| coprigiunto anime | | | |
| | | sp | |
| | spessore coprigiunto | 18 | |
| | spessore anima | 25 | |
| σ_{rif} | tensione di rifollamento coprigiunto (Mpa) | 23.50 | < 275.1 MPa |
| σ_{rif} | tensione di rifollamento anima (Mpa) | 33.84 | < 275.1 MPa |
| Ac | area netta coprigiunti (mm ²) | 24102 | > A* |

dove:

$$\sigma_{es*} = \sigma_{es} \times A/A^* \leq 338.10 \text{ MPa}$$

$$N = \sigma_{es} \times A/A^*$$

$$n_{b,min} = N / (2 \cdot V_{f,o}) \leq n_b$$

$$\sigma_{rif} = N / (2 \cdot n_b \cdot d_{foro} \cdot s_p) < \sigma_{b,Rd} = 275 \text{ MPa (con } d_{foro} = 28.5 \text{ mm)}$$

Essendo $n_b \geq n_{b,min}$ e l'area netta dei coprigiunti $A_c \geq A^*$, le verifiche risultano soddisfatte.

Dove:

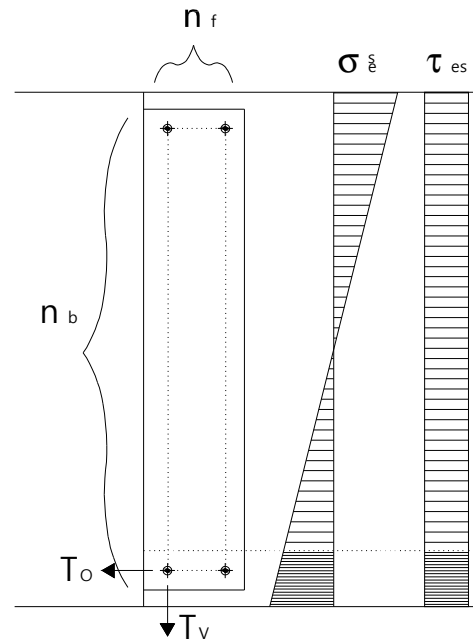
$$\tau_{es*} = \tau_{es} \times A/A^*$$

$$T_v = \tau_{es} \times A / [2(n_b \times n_f)]$$

$$T_o \cong \sigma_{es} \times A / [(n_b + 1) \times n_f] / 2$$

$$V_f = (T_v^2 + T_o^2)^{0.5} \leq V_{f,o}$$

$$\sigma_{rif} < \sigma_{b,Rd} = 275 \text{ MPa}$$



Essendo $V_f < V_{f,o}$ e l'area netta dei coprigiunti $A_c \geq A^*$, le verifiche risultano soddisfatte.

VERIFICA DI STABILITA' A FLESSIONE PANNELLO D'ANIMA DIAFRAMMA DI ALTEZZA MEDIA (IMBOZZAMENTO)

| VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA DIAFRAMMA PIENO APPOGGIO | | | | | | |
|--|--------------|-------------------|--|---------|-------|--|
| RAPPORTI LARGHEZZA-SPESSORE | | | | | | |
| S | 355 | Bpe (m) | 0.400 | Spe (m) | 0.025 | |
| f _{yd} = | 322.73 | Ha (m) | 2.045 | Sa (m) | 0.025 | |
| b/t = | 81.80 | | (CNR10011 7.2.6.2) | | | |
| limite | 47.54 | b/t>limite | occorre fare verifica ad imbozzamento CNR10011 | | | |
| | | | | | | |
| | | | | | | |
| VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA DIAFRAMMA PIENO APPOGGIO | | | | | | |
| σ ₁ (+) | 20.17 | N/mm ² | Tensione di trazione all'intradosso ala superiore (SLE) | | | |
| σ ₂ (-) | -20.18 | N/mm ² | Tensione di compressione all'estradosso ala inferiore (SLE) | | | |
| N | 0.00 | kN | Sforzo normale | | | |
| T | 302.22 | kN | Taglio | | | |
| A= | 57 | cm ² | Area irrigidimento (19*3) | | | |
| i | 277 | cm | Interasse irrigidimenti verticali | | | |
| α | 1.35 | | Interasse degli irrigidimenti verticali / Altezza dell'anima | | | |
| Ψ | -1.00 | | Coefficiente che definisce la legge di variazione della σ | | | |
| k _σ | 23.90 | | Coefficiente d'imbozzamento | | | |
| k _τ | 7.52 | | Coefficiente d'imbozzamento | | | |
| σ _{cr,o} | 27.83 | N/mm ² | Tensione di riferimento | | | |
| σ _{cr} | 665.08 | N/mm ² | Tensione critica normale | | | |
| τ _{cr} | 209.27 | N/mm ² | Tensione critica tangenziale | | | |
| σ ₁ | 20.17 | N/mm ² | Tensione massima normale nell'anima | | | |
| τ ₁ | 5.30 | N/mm ² | Tensione media di taglio nell'anima | | | |
| τ ₂ | 0 | N/mm ² | Tensione di taglio derivante dalla torsione | | | |
| τ _{tot} | 5.30 | N/mm ² | Tensione tangenziale complessiva | | | |
| σ _{cr,id} | 44.26 | N/mm ² | Tensione di confronto | | | |
| σ _{cr,red} | 44.26 | N/mm ² | Tensione di confronto ridotta nel caso in cui σ _{cr,id} >0,8*fd | | | |
| σ _{ideale} | 22.16 | N/mm ² | Tensione ideale di imbozzamento | | | |
| β _v | 1.20 | | | | | |
| | 2.00 | | Valore di riferimento per la verifica all'imbozzamento | | | |
| 2.00 | > | β _v | VERIFICATO | | | |

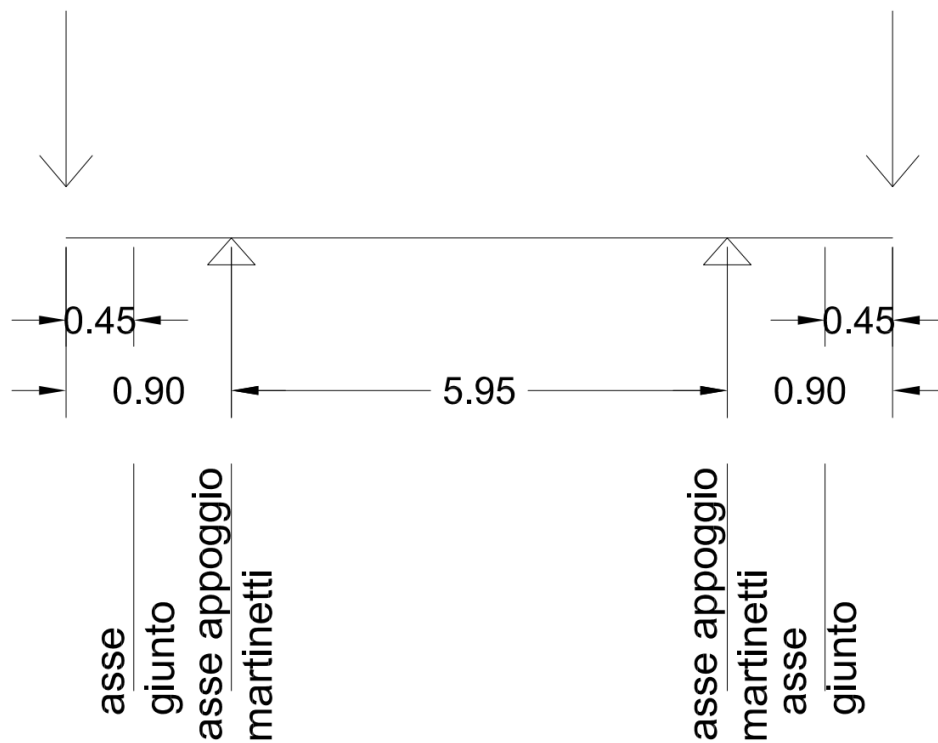
10.4 VERIFICHE PER LA SOSTITUZIONE DEGLI APPARECCHI D'APPOGGIO

In occasione della sostituzione degli apparecchi d'appoggio, si assume l'80% dei carichi concentrati (Modello di carico 1) senza riduzione dei carichi distribuiti.

Il sollevamento dell'impalcato avviene in asse diaframma di collegamento delle travi come da schemi sotto riportati che rappresentano le due situazioni limite sia in termini geometrici che di carichi.

N1 = 6500 kN

N2 = 6500 kN



Diaframma in corrispondenza della pila P2

Di seguito si riportano le verifiche del diaframma e degli irrigidimenti previsti in corrispondenza delle seguenti sezioni di verifica:

1. Sezione in corrispondenza del martinetto;

Le sollecitazioni sono le seguenti:

$$M = 1.35 \cdot 6500 \cdot 0.90 = 7897.5 \text{ Nm}$$

$$T = 1.35 \cdot 6500 = 8775 \text{ kN}$$

2. Sezione in corrispondenza del giunto tra diaframma e irrigidimento anima diaframma.

Le sollecitazioni sono le seguenti:

$$M = 1.35 \cdot 6500 \cdot 0.45 = 3949 \text{ kNm}$$

$$T = 1.35 \cdot 6500 = 8775 \text{ kN}$$

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

| SEZIONE IN CORRISPONDENZA DEI MARTINETTI | | | | | | |
|---|------------------------|---------|---------|----------------------------|--------|-----|
| Caratteristiche delle travi in acciaio | | | | | | |
| Altezza trave totale | Htr (m) | | | 2.0950 | | |
| Larghezza piattabanda superiore | Bpe (m) | | | 0.4000 | | |
| Spessore piattabanda superiore | Spe (m) | | | 0.0250 | | |
| Larghezza piattabanda inferiore | Bpi (m) | | | 0.4000 | | |
| Spessore piattabanda inferiore | Spi (m) | | | 0.0250 | | |
| Spessore anima | Sa (m) | | | 0.0250 | | |
| Altezza anima | Ha (m) | | | 2.0450 | | |
| Area della sezione | Aa (m ²) | | | 0.0711 | | |
| Momento statico lembo inferiore | Sai (m ³) | | | 0.0745 | | |
| Dist. baric. lembo inferiore | Dagi (m) | | | 1.0475 | | |
| Dist. baric. lembo superiore | Dage (m) | | | 1.0475 | | |
| Momento d'inerzia baricentrico X | Jgx (m ⁴) | | | 0.0392 | | |
| Modulo di resist. lembo super. | Wae (m ³) | | | 0.0375 | | |
| Modulo di resist. lembo infer. | Wai (m ³) | | | 0.0375 | | |
| Momento statico al lembo sup. anima | Sae (m ³) | | | 0.0104 | | |
| Momento statico al lembo inf. anima | Sai (m ³) | | | 0.0104 | | |
| Momento statico asse Y | Svi (m ³) | | | 0.0142 | | |
| Dist. baric. asse Y | Dvgi (m) | | | 0.2000 | | |
| Momento d'inerzia baricentrico Y | Jgy (m ⁴) | | | 0.0021 | | |
| Riepilogo sollecitazioni (SLU) | | | | | | |
| Sforzo normale | max | N (kN) | | 0 | | |
| | min | N (kN) | | | | |
| Sforzo di taglio | max | T (kN) | | 8775 | | |
| | min | T (kN) | | | | |
| Momento flettente | max | M (kNm) | | | | |
| | min | M (kNm) | | 7898 | | |
| Verifiche delle sezioni (SLU) | | | | Tensioni di calcolo | | |
| tensione nor.le piattabanda sup. | $\sigma_{ala\ sup.}$ | MPa | -210.81 | < fyd = | 338.10 | MPa |
| tensione nor.le piattabanda inf. | $\sigma_{ala\ inf.}$ | MPa | 210.81 | < fyd = | 338.10 | MPa |
| tensione tang.le bar. anima | $\tau_{anima\ baric.}$ | MPa | 167.54 | < ftyd = | 195.20 | MPa |
| tensione nor.le attacco anima-piatt. sup. | $\sigma_{anima\ sup.}$ | MPa | -205.78 | < fyd = | 338.10 | MPa |
| tensione tang.le attacco anima-piatt. sup. | $\tau_{anima\ sup.}$ | MPa | 5.79 | < ftyd = | 195.20 | MPa |
| tensione ideale attacco anima-piatt. sup. | $\sigma_{id\ sup.}$ | MPa | 206.26 | < fyd = | 338.10 | MPa |
| tensione nor.le attacco anima-piatt. inf. | $\sigma_{anima\ inf.}$ | MPa | 205.78 | < fyd = | 338.10 | MPa |
| tensione tang.le attacco anima-piatt. inf. | $\tau_{anima\ inf.}$ | MPa | 5.79 | < ftyd = | 195.20 | MPa |
| tensione ideale attacco anima-piatt. inf. | $\sigma_{id\ inf.}$ | MPa | -206.26 | < fyd = | 338.10 | MPa |

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

| RAPPORTI LARGHEZZA-SPESSORE | | | | | | |
|---|---------|-------------------|---|---------|-------|--|
| S | 355 | Bpe (m) | 0.400 | Spe (m) | 0.025 | |
| f _{yd} = | 322.73 | Ha (m) | 2.045 | Sa (m) | 0.025 | |
| b/t = | 81.80 | | (CNR10011 7.2.6.2) | | | |
| limite | 47.54 | b/t > limite | occorre fare verifica CNR10011 | | | |
| | | | | | | |
| VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA DIAFRAMMA PIENO IN CORRISPONDENZA MARTINETTO | | | | | | |
| σ ₁ (+) | 152.43 | N/mm ² | Tensione di trazione all'intradosso ala superiore (SLE) | | | |
| σ ₂ (-) | -152.79 | N/mm ² | Tensione di compressione all'estradosso ala inferiore (SLE) | | | |
| N | 0.00 | kN | Sforzo normale | | | |
| T | 6500.00 | kN | Taglio | | | |
| A= | 57 | cm ² | Area irrigidimento (19*3) | | | |
| i | 138.5 | cm | Interasse irrigidimenti verticali | | | |
| α | 0.68 | | Interasse degli irrigidimenti verticali / Altezza dell'anima | | | |
| Ψ | -1.00 | | Coefficiente che definisce la legge di variazione della σ | | | |
| k _σ | 23.90 | | Coefficiente d'imbozzamento | | | |
| k _τ | 15.64 | | Coefficiente d'imbozzamento | | | |
| σ _{cr,o} | 27.83 | N/mm ² | Tensione di riferimento | | | |
| σ _{cr} | 665.08 | N/mm ² | Tensione critica normale | | | |
| τ _{cr} | 435.28 | N/mm ² | Tensione critica tangenziale | | | |
| σ ₁ | 152.43 | N/mm ² | Tensione massima normale nell'anima | | | |
| τ ₁ | 114.04 | N/mm ² | Tensione media di taglio nell'anima | | | |
| τ ₂ | 0 | N/mm ² | Tensione di taglio derivante dalla torsione | | | |
| τ _{tot} | 114.04 | N/mm ² | Tensione tangenziale complessiva | | | |
| σ _{cr,id} | 441.99 | N/mm ² | Tensione di confronto | | | |
| σ _{cr,red} | 304.91 | N/mm ² | Tensione di confronto ridotta nel caso in cui σ _{cr,id} > 0,8*fd | | | |
| σ _{ideale} | 249.49 | N/mm ² | Tensione ideale di imbozzamento | | | |
| β _v | 1.20 | | | | | |
| | 1.222 | | Valore di riferimento per la verifica all'imbozzamento | | | |
| 1.22 | > | β _v | VERIFICATO | | | |

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

| SEZIONE NON FORATA IN CORRISPONDENZA DEL GIUNTO | | | | | | |
|--|------------------------|---------|---------|----------------------------|--------|-----|
| Caratteristiche delle travi in acciaio | | | | | | |
| Altezza trave totale | Htr (m) | | | 2.0950 | | |
| Larghezza piattabanda superiore | Bpe (m) | | | 0.4000 | | |
| Spessore piattabanda superiore | Spe (m) | | | 0.0250 | | |
| Larghezza piattabanda inferiore | Bpi (m) | | | 0.4000 | | |
| Spessore piattabanda inferiore | Spi (m) | | | 0.0250 | | |
| Spessore anima | Sa (m) | | | 0.0250 | | |
| Altezza anima | Ha (m) | | | 2.0450 | | |
| Area della sezione | Aa (m ²) | | | 0.0711 | | |
| Momento statico lembo inferiore | Sai (m ³) | | | 0.0745 | | |
| Dist. baric. lembo inferiore | Dagi (m) | | | 1.0475 | | |
| Dist. baric. lembo superiore | Dage (m) | | | 1.0475 | | |
| Momento d'inerzia baricentrico X | Jgx (m ⁴) | | | 0.0392 | | |
| Modulo di resist. lembo super. | Wae (m ³) | | | 0.0375 | | |
| Modulo di resist. lembo infer. | Wai (m ³) | | | 0.0375 | | |
| Momento statico al lembo sup. anima | Sae (m ³) | | | 0.0104 | | |
| Momento statico al lembo inf. anima | Sai (m ³) | | | 0.0104 | | |
| Momento statico asse Y | Svi (m ³) | | | 0.0142 | | |
| Dist. baric. asse Y | Dvgi (m) | | | 0.2000 | | |
| Momento d'inerzia baricentrico Y | Jgy (m ⁴) | | | 0.0021 | | |
| Riepilogo sollecitazioni (SLU) | | | | | | |
| Sforzo normale | max | N (kN) | | 0 | | |
| | min | N (kN) | | | | |
| Sforzo di taglio | max | T (kN) | | 8775 | | |
| | min | T (kN) | | | | |
| Momento flettente | max | M (kNm) | | | | |
| | min | M (kNm) | | 3949 | | |
| Verifiche delle sezioni (SLU) | | | | Tensioni di calcolo | | |
| tensione nor.le piattabanda sup. | $\sigma_{ala\ sup.}$ | MPa | -105.41 | < fyd = | 338.10 | MPa |
| tensione nor.le piattabanda inf. | $\sigma_{ala\ inf.}$ | MPa | 105.41 | < fyd = | 338.10 | MPa |
| tensione tang.le bar. anima | $\tau_{anima\ baric.}$ | MPa | 167.54 | < ftyd = | 195.20 | MPa |
| tensione nor.le attacco anima-piatt. sup. | $\sigma_{anima\ sup.}$ | MPa | -102.89 | < fyd = | 338.10 | MPa |
| tensione tang.le attacco anima-piatt. sup. | $\tau_{anima\ sup.}$ | MPa | 5.79 | < ftyd = | 195.20 | MPa |
| tensione ideale attacco anima-piatt. sup. | $\sigma_{id\ sup.}$ | MPa | 103.86 | < fyd = | 338.10 | MPa |
| tensione nor.le attacco anima-piatt. inf. | $\sigma_{anima\ inf.}$ | MPa | 102.89 | < fyd = | 338.10 | MPa |
| tensione tang.le attacco anima-piatt. inf. | $\tau_{anima\ inf.}$ | MPa | 5.79 | < ftyd = | 195.20 | MPa |
| tensione ideale attacco anima-piatt. inf. | $\sigma_{id\ inf.}$ | MPa | -103.86 | < fyd = | 338.10 | MPa |

SEZIONE DI GIUNTO FORATA E GIUNTI BULLONATI

| | | | | | | |
|--|---|--|----------------|---|-------|-----|
| piattabande inferiori | | | | | | |
| | Tipologia | | | | | |
| | Giunto | | G1 | | | |
| A | area lorda (mm ²) | | 10000 | | | |
| σ_{es} | massima tensione (Mpa) | | 105.41 | | | |
| n_b | n° bulloni allineati | | 4 | | | |
| A* | area netta (mm ²) | | 7150 | | | |
| σ_{es}^* | massima tensione netta (Mpa) | | 147.43 | | | |
| N | massimo sforzo trasmesso (kN) | | 1054 | | | |
| $n_{b,min}$ | n° minimo di bulloni considerando 2 facce | | 6.84 | | | |
| n_b | n° minimo bulloni da disporre | | 7 | | | |
| coprigiunto piattabande inferiori | | | | | | |
| | | | sp | | | |
| sp | spessore profilo | | 15 | | | |
| sp | spessore piattabanda | | 25 | | | |
| σ_{rif} | tensione di rifollamento (Mpa) | | 176.12 | < | 275.1 | MPa |
| σ_{rif} | tensione di rifollamento anima (Mpa) | | 211.35 | < | 275.1 | MPa |
| Ac | area netta coprigiunti (mm ²) | | 7290 | > | A* | |
| piattabande superiori | | | | | | |
| | Tipologia | | | | | |
| | Giunto | | G1 | | | |
| A | area lorda (mm ²) | | 10000 | | | |
| σ_{es} | massima tensione (Mpa) | | -105.41 | | | |
| n_b | n° bulloni allineati | | 2 | | | |
| A* | area netta (mm ²) | | 8575 | | | |
| σ_{es}^* | massima tensione netta (Mpa) | | -122.93 | | | |
| N | massimo sforzo trasmesso (kN) | | 1054 | | | |
| $n_{b,min}$ | n° minimo di bulloni considerando 2 facce | | 6.84 | | | |
| n_b | n° minimo bulloni da disporre | | 7 | | | |
| coprigiunto piattabande superiori | | | | | | |
| | | | sp | | | |
| sp | spessore coprigiunto | | 18 | | | |
| sp | spessore piattabanda | | 25 | | | |
| σ_{rif} | tensione di rifollamento (Mpa) | | 146.77 | < | 275.1 | MPa |
| σ_{rif} | tensione di rifollamento piattabanda (Mpa) | | 211.35 | < | 275.1 | MPa |
| Ac | area netta coprigiunti (mm ²) | | 9054 | > | A* | |
| anime | | | | | | |
| | Tipologia | | | | | |
| | Giunto | | G1 | | | |
| h | altezza anima (mm) | | 1542 | | | |
| t_w | spessore anima (mm) | | 25 | | | |
| d | distanza bulloni esterni coprigiunto (mm) | | 1430 | | | |
| A | area lorda (mm ²) | | 38550 | | | |
| σ_{es} | massima tensione assiale (Mpa) | | 102.89 | | | |
| σ_{es} | minima tensione assiale (Mpa) | | -102.89 | | | |
| x | distanza asse neutro lembo compresso | | 771 | | | |
| τ_{es} | tensione tangenziale media (Mpa) | | 5.79 | | | |
| n_b | n° bulloni allineati (verticalmente) | | 23 | | | |
| n_b | n° file di bulloni (da un lato del giunto) | | 2 | | | |
| A* | area netta (mm ²) | | 22162.5 | | | |
| M | momento agente su mezza porzione di coprigiunto (kNm) | | 1032 | | | |
| V | taglio agente sul giunto (kN) | | 223 | | | |
| T _v | azione su un bullone (una faccia) (kN) dovuta al taglio V | | 2.79 | | | |
| T _M | azione su un bullone (una faccia) (kN) dovuta al momento | | 46.01 | | | |
| V _f | taglio vettoriale su un bullone (una faccia) (kN) | | 46.09 | < | 77 | kN |
| coprigiunto anime | | | | | | |
| | | | sp | | | |
| | spessore coprigiunto | | 18 | | | |
| | spessore anima | | 25 | | | |
| σ_{rif} | tensione di rifollamento coprigiunto (Mpa) | | 89.84 | < | 275.1 | MPa |
| σ_{rif} | tensione di rifollamento anima (Mpa) | | 129.38 | < | 275.1 | MPa |
| Ac | area netta coprigiunti (mm ²) | | 24102 | > | A* | |

STABILITÀ DEGLI IRRIGIDIMENTI TRASVERSALI IN CORRISPONDENZA DEI MARTINETTI

Lo sforzo normale massimo in corrispondenza di ciascun martinetto è pari a:

| | |
|---------------------------------------|-------|
| | P2 |
| Scarico-SLU (kN) su ogni allineamento | 18000 |
| n. martinetti | 2 |
| martinetto (kN) | 9000 |

Si riporta di seguito la verifica a carico di punta dell'irrigidimento dell'anima in corrispondenza del diaframma:

$N = 9000 \text{ kN}$ sforzo normale in un martinetto - SLU

In accordo con [CNR 10030] §6.3, la sezione di verifica considerata è pari all'irrigidimento trasversale più un'aliquota dell'anima non inferiore a 12 volte il suo spessore (per ciascun lato).

Irrigidimenti:

$t_s = 30 \text{ mm}$ spessore irrigidimento centrale

$t_l = 16 \text{ mm}$ spessore irrigidimenti laterali

$h_s = 190 \text{ mm}$ larghezza irrigidimenti (simmetrico rispetto all'anima)

$t_w = 25 \text{ mm}$ spessore anima

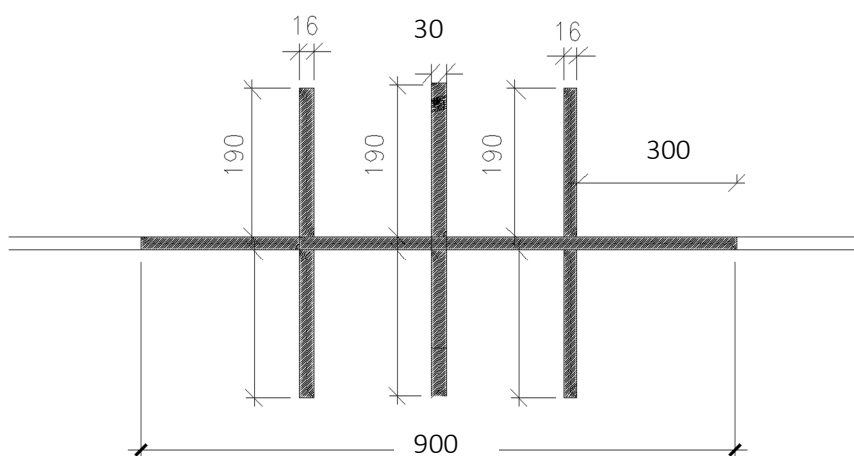


Figura – Sezione dell'irrigidimento utilizzata nelle verifiche

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

| | |
|---|---|
| $A = 45.62 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$ | area della sezione |
| $J = 33.12 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$ | momento d'inerzia |
| $i = 85 \text{ mm}$ | giratore d'inerzia |
| $L_0 = 2045 \text{ mm}$ | luce libera d'inflessione (h_{anima}) |
| $\lambda = 24$ | snellezza dell'irrigidimento |
| $\omega_{Fe510,c}(\lambda = 24) = 1.03$ | coefficiente ω |
| $N_{RD} = f_{yd} \cdot A / \omega = 355 / 1.25 \cdot 45.62 / 1.03 = 12578 \text{ kN}$ | massimo sforzo resistente |

Essendo la portata in corrispondenza del martinetto ($\approx 9000 \text{ kN}$) inferiore al massimo sforzo resistente sull'irrigidimento la verifica risulta soddisfatta.

- Verifica dei rapporti larghezza-spessore della nervatura

Per le nervature in piatto semplice dovrà risultare:

$$hs/ts \leq 15 \varepsilon$$

Essendo:

$$\varepsilon = (235/f_y)^{1/2}$$

$hs = 190 \text{ mm}$ larghezza di ciascun piatto costituente la nervatura;

$ts = 30 \text{ mm}$ spessore piatto;

$f_y = 355 \text{ MPa}$ tensione di snervamento.

In definitiva avremo:

$$190/30 < 15 \cdot (235/355)^{1/2} \rightarrow 6.33 < 12.15$$

La verifica risulta soddisfatta

10.5 VERIFICHE DEI GIUNTI SALDATI DIAFRAMMI

In accordo con le tensioni riportate nei par. 10.3 e 10.4, si riportano di seguito le verifiche più gravose per le saldature dell'opera in oggetto.

Verifica saldature anima/piattabande (cordoni di lato L = 15 mm)

La sezione resistente della saldatura, in accordo con [DM2018] §4.2.8.2.3, è pari a:

$$t_{\text{saldatura}} = 0.7 \cdot L = 10.5 \text{ mm}$$

Le massime tensioni indotte sulla saldatura sono:

$$\tau_{\perp} = \tau_{\text{anima}} \cdot t_{\text{anima}} / (2 \cdot t_{\text{saldatura}}) = 167.54 \cdot 25 / (2 \cdot 10.5) = 199.46 \text{ MPa} \leq \frac{f_{tk}}{\sqrt{3} \beta \gamma_{M2}} = 265 \text{ MPa}$$

Le saldature rimanenti sono a piena penetrazione realizzate con materiali d'apporto aventi resistenza uguale o maggiore a quella degli elementi collegati. Pertanto, la resistenza di progetto dei collegamenti a piena penetrazione si assume eguale alla resistenza di progetto del più debole tra gli elementi connessi.

10.6 VERIFICHE DEGLI IRRIGIDIMENTI LONGITUDINALI E TRASVERSALI

Vengono previsti irrigidimenti trasversali e longitudinali lungo tutto l'impalcato.

In corrispondenza dei diaframmi di campata è previsto l'utilizzo di irrigidimenti trasversali costituiti da un piatto a tutta altezza dell'anima della trave di spessore 16 mm. con passo longitudinale pari a circa 2708 mm nelle campate esterne e 2812 mm nelle campate centrali.

Nei conci di appoggio su spalla lo spessore di tale piatto è pari a 20 mm.

Gli irrigidimenti longitudinali sono disposti su una fila in corrispondenza della campata e si trovano ad una distanza dal lembo superiore della trave rispettivamente pari a 750 mm dall'estradosso della piattabanda superiore. In corrispondenza degli appoggi sono disposti sempre su una fila ad una distanza pari a 1500 mm dall'estradosso della piattabanda superiore.

La sezione trasversale di tali irrigidimenti è pari ad un profilato ad un piatto di dimensioni pari a 190*20 mm.

In accordo con [CNR 10030] §3, affinché sia efficace la suddivisione in sottopannelli dell'anima e le conseguenti verifiche di instabilità, la rigidezza flessionale degli irrigidimenti deve essere maggiore di:

$$I_{min,T} = 0.15 \cdot \gamma_T^* \cdot h_w \cdot t_w^3 \quad \text{inerzia minima irrigidimenti trasversali}$$

$$I_{min,L} = 0.15 \cdot m_L \cdot \gamma_{L\sigma}^* \cdot h_w \cdot t_w^3 \quad \text{inerzia minima irrigidimenti longitudinali}$$

$$m_L = 0.015 \times (h_w/t_w - 70) \quad 1 \leq m_L \leq 2$$

dove

h_w altezza totale dell'anima

t_w spessore dell'anima

γ_T^* , $\gamma_{L\sigma}^*$ coefficienti di rigidezza flessionale minima funzione di α , Ψ , δ , η_1 .

a interasse degli irrigidimenti trasversali

1 Irrigidimento longitudinale con irrigidimenti trasversali in campata

Assumendo lo stato tensionale più gravoso per le verifiche di ciascun irrigidimento si ottiene (cfr. [CNR 10030] Prospetto 3.1):

$$\alpha = a/h_w = 2812/2190 = 1.28$$

$$\Psi = \sigma_2/\sigma_1 = -1.31$$

$$\delta = A_L/(h_w \cdot t_w) = (190 \cdot 20)/(1740 \cdot 16) = 0.14$$

$$\eta_1 = h_1/h_w = 730/2190 = 0.33$$

$$\gamma_{L\sigma}^* = 7;$$

$$I_{min,L} = 0.15 \times 1.0 \times 7 \times 2190 \times 16^3 = 9\,418\,752 \text{ mm}^4$$

$$I_{reale} \cong 20 \times 190^3 / 3 = 45\,726\,666 \text{ mm}^4 \geq I_{min,L}$$

1 Irrigidimento longitudinale con irrigidimenti trasversali in appoggio

Assumendo lo stato tensionale più gravoso per le verifiche di ciascun irrigidimento si ottiene (cfr. [CNR 10030] Prospetto 3.1):

$$\alpha = a/h_w = 2812/2090 = 1.35$$

$$\Psi = \sigma_2/\sigma_1 = -1.14$$

$$\delta = A_L/(h_w \cdot t_w) = (190 \cdot 20)/(2090 \cdot 20) = 0.10$$

$$\eta_1 = h_1/h_w = 1420/2090 = 0.68$$

$$\gamma_{L\sigma}^* = 9;$$

$$I_{\min,L} = 0.15 \times 1.0 \times 9 \times 2090 \times 20^3 = 20\,064\,000 \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{reale}} \cong 20 \times 190^3 / 3 = 45\,726\,666 \text{ mm}^4 \geq I_{\min,L}$$

Irrigidimenti trasversali di campata

Assumendo lo stato tensionale più gravoso per le verifiche di ciascun irrigidimento si ottiene (cfr. [CNR 10030] Prospetto 3.1):

$$\alpha = a/hw = 2812/2190 = 1.28$$

$$\gamma_r^* = 20$$

$$I_{\min,T} = 0.15 \times 20 \times 2190 \times 16^3 = 26\,910\,720 \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{reale}} \cong 16 \times 250^3 / 3 = 250\,000\,000 \text{ mm}^4 \geq I_{\min,L}$$

Irrigidimenti trasversali di appoggio su spalla

Assumendo lo stato tensionale più gravoso per le verifiche di ciascun irrigidimento si ottiene (cfr. [CNR 10030] Prospetto 3.1):

$$\alpha = a/hw = 2812/2090 = 1.35$$

$$\gamma_r^* = 75$$

$$I_{\min,T} = 0.15 \times 75 \times 2090 \times 20^3 = 50\,160\,000 \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{reale}} \cong 20 \times 250^3 / 3 = 312\,500\,000 \text{ mm}^4 \geq I_{\min,L}$$

10.7 VERIFICHE DELLE ASTE DEI CONTROVENTI

Si verificano i controventi di piano superiori ed inferiori durante le fasi di montaggio per resistere all'intera azione del vento. Si suppongono le aste compresse non collaboranti.

$$q_v = 2.00 \text{ m} \times 2.50 \text{ kN/m}^2 = 5.00 \text{ kN/m} \quad \text{pressione sull'impalcato}$$

$$T = L_{\max} \times q_v = 5.625 \times 5.00 = 29 \text{ kN} \quad \text{taglio massimo all'appoggio}$$

$$P = 7.75 \text{ m} \quad \text{distanza travi principali}$$

$$L_{\max} = 5.625 \text{ m} \quad \text{passo controventi}$$

$$N = T / [\cos(\arctan(5.625/7.75))] = 35.84 \text{ kN} \quad \text{sforzo normale nell'asta (trazione)}$$

verifica profilato (1 L100x8)

$$A = 1550 \text{ mm}^2 \quad \text{area lorda}$$

$$A_{\text{eff}} = 1172 \text{ mm}^2 \quad \text{area effettiva (cfr [CNR10011] §6.2.1.2)}$$

$$\sigma = N / A_{\text{eff}} = 30.57 \text{ MPa} \leq 338.10 \text{ MPa} \quad \text{tensione assiale}$$

verifica unione bullonata (2M20 a taglio, 1 faccia)

$$e = 45/2 = 22.50 \text{ mm} \quad \text{eccentricità del collegamento}$$

$$i = 45 \text{ mm} \quad \text{interasse dei bulloni}$$

$$T_b = \sqrt{(N/2)^2 + (N \cdot e/i)^2} = 25.35 \text{ kN} \quad \text{taglio su 1 bullone}$$

$$\tau = T_b/A_{\text{res}} = 103.44 \text{ MPa} < 0.5 \cdot f_{tb} / \gamma_{M2} = 320 \text{ MPa} \quad \text{tensione tangenziale (classe 8.8 } A_{\text{res}}=245 \text{ mm}^2)$$

$$\sigma_{\text{rif}} = N / (2 \cdot 21 \cdot 8) = 106.67 \text{ MPa} \leq 230 \text{ MPa} \quad \text{tensione rifollamento}$$

Verifica unione saldata piatto di collegamento controvento trave principale (cordone L = 6 mm)

$$N = N_{\max} = 35.84 \text{ kN} \quad \text{-carico massimo sul controvento}$$

La sezione resistente della saldatura, in accordo con [DM2018] §4.2.8.2.3, è pari a:

$$t_{\text{saldatura}} = 0.7 \cdot L = 4.2 \text{ mm}$$

$$L = 160 \text{ mm} \quad \text{- lunghezza min. saldatura piatto-anima trave}$$

$$A_{\text{saldatura}} = 2 \times L \times t_{\text{saldatura}} = 1344 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} = N / A_{\text{saldatura}} = 26.67 \text{ MPa} \leq \frac{f_{tk}}{\beta \gamma_{M2}} = 453 \text{ MPa}$$

11 ESCURSIONI APPARECCHI DI APPOGGIO E GIUNTI

La valutazione degli spostamenti longitudinali e trasversali in corrispondenza degli apparecchi d'appoggio è eseguita con riferimento alle azioni statiche ed alle azioni sismiche. In particolare, le azioni considerate nell'analisi sono:

- ritiro del cls di soletta ($d_{\epsilon 2}$);
- variazione termica uniforme pari a 27°C, con effetto sia in allungamento sia un accorciamento ($d_{\epsilon 3}$);
- azione sismica con moto asincrono delle due spalle (d_E).

Le combinazioni di calcolo utilizzate sono espresse in forma sintetica nel seguito:

- combinazione statica: $d_{tot,stat} = d_{\epsilon 2} \pm d_{\epsilon 3}$;
- combinazione sismica: $d_{tot,sisma} = 0.5 \cdot d_{\epsilon 2} \pm 0.5 \cdot d_{\epsilon 3} \pm d_E$.

I valori di progetto della variazione termica uniforme per la valutazione agli **SLU** della massima espansione/contrazione si possono esprimere come segue:

$$\Delta T_{exp,d} = \Delta T_{exp} + \Delta T_0 \quad [C5.1.3]$$

$$\Delta T_{con,d} = \Delta T_{con} + \Delta T_0 \quad [C5.1.4]$$

In cui:

$$\Delta T_{exp} = +T_{e,max} - T_0 \quad [C5.1.5]$$

$$\Delta T_{con} = -T_{e,min} + T_0 \quad [C5.1.6]$$

- $T_{e,max}$ e $T_{e,min}$ sono rispettivamente la massima e minima temperatura uniforme del ponte ricavabili, come indicato nel Capitolo 6 delle UNI EN 1991-1-5, in funzione della T_{min} e T_{max} dell'aria esterna di cui al § 3.5 delle NTC ($T_{max}=42^\circ\text{C}$; $T_{min} = -15^\circ\text{C}$)
- T_0 è la temperatura iniziale all'atto della regolazione degli appoggi del ponte di cui al § 3.5.4 delle NTC (pari a 15°C).
- ΔT_0 è pari a 20°C (Installazione senza prerogolazione per effetti termici).

Quindi:

$$\Delta T_{exp} = 42 - 15 + 20 = 47^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{con} = -15 - 15 - 20 = -50^\circ\text{C}$$

Pertanto, l'allungamento/accorciamento per metro lineare di impalcato in acciaio dovuto alla dilatazione termica equivale a:

$$d_{\epsilon 3,exp} = 0.000012 \times (47^\circ) \times 1000 = + 0.56 \text{ mm/ml}$$

$$d_{\epsilon 3,con} = 0.000012 \times (50^\circ) \times 1000 = + 0.60 \text{ mm/ml}$$

E l'accorciamento dovuto al ritiro del cls equivale a:

$$d_{\epsilon 2,con} = 0.000010 \times (-34^\circ) \times 1000 \approx - 0.34 \text{ mm/ml}$$

Di seguito si esegue il calcolo dell'escursione totale degli apparecchi di appoggio con l'azione sismica allo SLC, l'escursione dei giunti con l'azione sismica allo SLD e il varco con l'azione sismica allo SLV, tenendo presente che l'escursione dovuta alla termica e al ritiro produce i seguenti valori di allungamento/accorciamento per metro lineare di impalcato:

$$d_{\varepsilon 3, \text{exp}} = 0.56 \text{ mm/ml}$$

$$d_{\varepsilon 3, \text{con}} = 0.60 + 0.34 = 0.94 \text{ mm/ml}$$

Escursione apparecchi d'appoggio (SLC):

| allin.to | | distanza dal fisso (m) | Escursione long. unilaterale statica | | Escursione long. Unilaterale sismica allo SLC | | Escursione trasv. Unilaterale sismica allo SLC |
|----------|-----|------------------------|--------------------------------------|---------|---|---------|--|
| | | | Allung. | Accorc. | Allung. | Accorc. | |
| | SPA | -77.5 | +43.4 | -72.85 | +169.7 | -184.43 | ± 148 |
| | P1 | -45 | +25.2 | -42.3 | +160.6 | -169.15 | ± 148 |
| Fisso | P2 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | +148 | -148 | ± 148 |
| | P3 | +45 | +25.2 | -42.3 | +160.6 | -169.15 | ± 148 |
| | SPB | +77.5 | +43.4 | -72.85 | +169.7 | -184.43 | ± 148 |

Nell'escursione longitudinale dei giunti occorre tener conto del moto asincrono delle due spalle.

Il moto asincrono (SLC) delle due spalle è valutato secondo l'Eurocodice 8 - §3.3:

$$d_{ri} = \varepsilon_r L_i = 0.62 \cdot 155 = 96.1 \text{ mm} \leq d_g \sqrt{2}$$

con:

$$\varepsilon_r = d_g \sqrt{2} / L_g = 177.05 \cdot \sqrt{2} / 400 = 0.626$$

Dove:

$$d_g = 0.025 \cdot S \cdot TC \cdot TD \cdot a_g = \pm 0.025 \cdot 1.167 \cdot 0.552 \cdot 3.062 \cdot 0.366 \cdot 9.81 \cdot 10^3 = \pm 177.05 \text{ mm}$$

$L_i = 155 \text{ m}$ Luce di calcolo viadotto

$L_g = 400 \text{ m}$ è la distanza oltre la quale si possono considerare i movimenti del suolo completamente non correlati (Eurocodice 8 – tab. 3.1N per terreno tipo C)

L'escursione totale degli apparecchi di appoggio si ottiene combinando usando secondo SRSS gli spostamenti prodotti dal moto asincrono con quelli provenienti dal calcolo:

$$SRSS = -\sqrt{184.43^2 + 96.1^2} = -208 \text{ mm} < 300 \text{ mm} \text{ (escursione di progetto dell'apparecchio)}$$

$$SRSS = +\sqrt{169.67^2 + 96.1^2} = +195 \text{ mm} < 300 \text{ mm} \text{ (escursione di progetto dell'apparecchio)}$$

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

La valutazione degli spostamenti longitudinali e trasversali in corrispondenza dei giunti è eseguita con riferimento alle azioni statiche ed alle azioni sismiche allo SLD:

Escursione giunti (SLD):

| allin.to | | distanza dal fisso (m) | Escursione long. unilaterale statica | | Escursione long. unilaterale sismica allo SLV | | Escursione trasv. unilaterale allo SLV |
|----------|------------|------------------------|--------------------------------------|---------|---|---------|--|
| | | | Allung. | Accorc. | Allung. | Accorc. | |
| | Giunto SPA | -78.1 | +43.74 | -72.85 | +76.87 | -91.43 | ± 55 |
| | Giunto SPB | +78.1 | +43.74 | -72.85 | +76.87 | -91.43 | ± 55 |

Nell'escursione longitudinale dei giunti occorre tener conto del moto asincrono delle due spalle.

Il moto asincrono (SLD) delle due spalle è valutato secondo l'Eurocodice 8 - §3.3:

$$d_{ri} = \epsilon_r L_i = 0.066 \cdot 155 = 10.23 \text{ mm} \leq d_g \sqrt{2}$$

con:

$$\epsilon_r = d_g \sqrt{2} / L_g = 18.8 \cdot \sqrt{2} / 400 = 0.066$$

Dove:

$$d_g = 0.025 \cdot S \cdot TC \cdot TD \cdot a_g = \pm 0.025 \cdot 1.50 \cdot 0.49 \cdot 2.049 \cdot 0.051 \cdot 9.81 \cdot 10^3 = \pm 18.8 \text{ mm}$$

$L_i = 155 \text{ m}$ Luce di calcolo viadotto

$L_g = 400 \text{ m}$ è la distanza oltre la quale si possono considerare i movimenti del suolo completamente non correlati (Eurocodice 8 – tab. 3.1N per terreno tipo C)

L'escursione totale dei giunti si ottiene combinando usando secondo SRSS gli spostamenti prodotti dal moto asincrono con quelli provenienti dal calcolo.

Quindi l'escursione totale longitudinale e trasversale dei giunti è pari a:

$$e_T = \pm \sqrt{55^2 + 10.23^2} = \pm 55.94 \text{ mm} \quad \text{-giunto SPA/SPB} \quad \text{trasversale}$$

$$e_L = -\sqrt{91.43^2 + 10.23^2} = -92.00 \text{ mm} \quad \text{-giunto SPA/SPB} \quad \text{longitudinale}$$

$$e_L = +\sqrt{76.87^2 + 10.23^2} = +77.55 \text{ mm} \quad \text{-giunto SPA/SPB} \quad \text{longitudinale}$$

Si adotta un giunto con un'escursione totale pari a 200 mm in direzione longitudinale e 120 in direzione trasversale.

La valutazione dei varchi è eseguita con riferimento alle azioni statiche ed alle azioni sismiche allo SLV e si ottiene calcolando l'escursione longitudinale totale dei giunti allo SLV:

Escursione giunti:

| allin.t o | | distanza dal fisso (m) | Escursione long. unilaterale statica | | Escursione long. unilaterale sismica allo SLV | |
|--------------|------------|------------------------------|---|---------|---|---------|
| | | | Allung. | Accorc. | Allung. | Accorc. |
| | Giunto SPA | -78.1 | +43.74 | -72.85 | +145.88 | -160.43 |
| | Giunto SPB | +78.1 | +43.74 | -72.85 | +145.88 | -160.43 |

Nell'escursione longitudinale dei giunti occorre tener conto del moto asincrono delle due spalle.

Il moto asincrono (SLV) delle due spalle è valutato secondo l'Eurocodice 8 - §3.3:

$$d_{ri} = \epsilon_r L_i = 0.456 \cdot 155 = 70.68 \text{ mm} \leq d_g \sqrt{2}$$

con:

$$\epsilon_r = d_g \sqrt{2} / L_g = 129 \cdot \sqrt{2} / 400 = 0.456$$

Dove:

$$d_g = 0.025 \cdot S \cdot TC \cdot TD \cdot a_g = \pm 0.025 \cdot 1.281 \cdot 0.532 \cdot 2.729 \cdot 0.283 \cdot 9.81 \cdot 10^3 = \pm 129.0 \text{ mm}$$

$L_i = 155 \text{ m}$ Luce di calcolo viadotto

$L_g = 400 \text{ m}$ è la distanza oltre la quale si possono considerare i movimenti del suolo completamente non correlati (Eurocodice 8 – tab. 3.1N per terreno tipo C)

L'escursione totale dei giunti si ottiene combinando usando secondo SRSS gli spostamenti prodotti dal moto asincrono con quelli provenienti dal calcolo.

Quindi l'escursione totale longitudinale dei giunti è pari a:

$$eL = -\sqrt{160.43^2 + 70.68^2} = -175.31 \text{ mm} \quad \text{-giunto SPA/SPB longitudinale}$$

$$eL = +\sqrt{145.88^2 + 70.68^2} = +162.1 \text{ mm} \quad \text{-giunto SPA/SPB longitudinale}$$

Il varco minimo è pari a:

$$v = eL / 2 + 20 \text{ mm} \approx 190 \text{ mm} \quad \text{-giunto SPA/SPB}$$

Si adotta, in favore di sicurezza, un varco di 300 mm

12 SCARICHI APPOGGI

Di seguito vengono riportati gli scarichi delle singole condizioni di carico e delle seguenti combinazioni di carico (SLE, SLU E SISMA):

| | SLE II | | STR | | SISMA 1 | | | SISMA 2 | | | SISMA 3 | | |
|----------------------------|--------|---------|--------|---------|---------|-----|-----|---------|---|-----|---------|-----|---|
| | SLE_II | SLE_III | STR_II | STR_III | x | y | z | x | y | z | x | y | z |
| Permanenti | 1 | 1 | 1.35 | 1.35 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| Carichi mobili Nmax | 1 | 1 | 1.35 | 1.025 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Carichi mobili Mmax | 1 | 1 | 1.35 | 1.025 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Frenatura | 0 | 1 | 0 | 1.35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Vento | 0.6 | 0.6 | 0.9 | 0.9 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Sisma | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 1 | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 1 |

Per le convenzioni utilizzate si veda il prospetto seguente:

Denominazione casi di carico

| | |
|---------------------|--|
| Permanenti | Peso proprio carpenteria metallica+Peso proprio soletta+Carichi permanenti portati |
| Carichi mobili Nmax | Carichi mobili caratteristici con reazione verticale Nmax |
| Carichi mobili Mmax | Carichi mobili caratteristici con momento trasversale Mmax |
| Frenatura | Frenatura |
| Vento | Vento a ponte carico |
| Sisma | Inviluppo dell'azione sismica orizzontale e verticale |

| SPALLA "A" | | | | | | |
|----------------------------|-------------|---------|---------|-------------|---------|---------|
| Carichi | App_01 | | | App_02 | | |
| | Vert. | Long. | Trasv. | Vert. | Long. | Trasv. |
| | (kN) | (kN) | (kN) | (kN) | (kN) | (kN) |
| Permanenti | -1040 | 0 | 0 | -998 | 0 | 0 |
| Carichi mobili Nmax | -1410 | 0 | 0 | -442 | 0 | 0 |
| Frenatura | 0 | 79 | 0 | 0 | 79 | 0 |
| Vento | -110 | 82 | 160 | 110 | 82 | 160 |
| Sisma | -285 | 620 | 480 | -285 | 620 | 480 |
| | | | | | | |
| SPALLA "A" | | | | | | |
| | App_01 | | | App_02 | | |
| | Vert. | Long. | Trasv. | Vert. | Long. | Trasv. |
| SLE_II | -2523 | 55 | 107 | -1367 | 55 | 107 |
| SLE_III | -2184 | 134 | 107 | -1260 | 134 | 107 |
| STR_II | -3407 | 74 | 144 | -1845 | 74 | 144 |
| STR_III | -2948 | 180 | 144 | -1701 | 180 | 144 |
| SISMA 1 | -1126 | 620 | 144 | -1084 | 620 | 144 |
| SISMA 2 | -1126 | 186 | 480 | -1084 | 186 | 480 |
| SISMA 3 | -1325 | 186 | 144 | -1283 | 186 | 144 |
| | | | | | | |
| SPALLA "A" | | | | | | |
| | APPOGGIO 01 | | | APPOGGIO 02 | | |
| | R (kN) | HI (kN) | Ht (kN) | R (kN) | HI (kN) | Ht (kN) |
| SLE | -2523 | 134 | 107 | -2523 | 134 | 107 |
| SLU | -3407 | 180 | 144 | -3407 | 180 | 144 |
| SISMICA | -1325 | 620 | 480 | -1325 | 620 | 480 |

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

| SPALLA "B" | | | | | | |
|----------------------------|--------------------|----------------|----------------|--------------------|----------------|----------------|
| Carichi | App_01 | | | App_02 | | |
| | Vert. | Long. | Trasv. | Vert. | Long. | Trasv. |
| | (kN) | (kN) | (kN) | (kN) | (kN) | (kN) |
| Permanenti | -1040 | 0 | 0 | -998 | 0 | 0 |
| Carichi mobili_Nmax | -1410 | 0 | 0 | -442 | 0 | 0 |
| Frenatura | 0 | 79 | 0 | 0 | 79 | 0 |
| Vento | -110 | 82 | 160 | 110 | 82 | 160 |
| Sisma | -285 | 620 | 480 | -285 | 620 | 480 |
| SPALLA "B" | | | | | | |
| | App_01 | | | App_02 | | |
| | Vert. | Long. | Trasv. | Vert. | Long. | Trasv. |
| | | | | | | |
| SLE_II | -2523 | 55 | 107 | -1367 | 55 | 107 |
| SLE_III | -2184 | 134 | 107 | -1260 | 134 | 107 |
| STR_II | -3407 | 74 | 144 | -1845 | 74 | 144 |
| STR_III | -2948 | 180 | 144 | -1701 | 180 | 144 |
| SISMA 1 | -1126 | 620 | 144 | -1084 | 620 | 144 |
| SISMA 2 | -1126 | 186 | 480 | -1084 | 186 | 480 |
| SISMA 3 | -1325 | 186 | 144 | -1283 | 186 | 144 |
| SPALLA "B" | | | | | | |
| | APPOGGIO 01 | | | APPOGGIO 02 | | |
| | R (kN) | HI (kN) | Ht (kN) | R (kN) | HI (kN) | Ht (kN) |
| | | | | | | |
| SLE | -2523 | 134 | 107 | -2523 | 134 | 107 |
| SLU | -3407 | 180 | 144 | -3407 | 180 | 144 |
| SISMICA | -1325 | 620 | 480 | -1325 | 620 | 480 |

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

| PILA "1" e "3" | | | | | | |
|----------------------------|-------------|---------|---------|-------------|---------|---------|
| Carichi | App_01 | | | App_02 | | |
| | Vert. | Long. | Trasv. | Vert. | Long. | Trasv. |
| | (kN) | (kN) | (kN) | (kN) | (kN) | (kN) |
| Permanenti | -3690 | 0 | 0 | -3622 | 0 | 0 |
| Carichi mobili_Nmax | -2415 | 0 | 0 | -937 | 0 | 0 |
| Frenatura | 0 | 79 | 0 | 0 | 79 | 0 |
| Vento | -152 | 0 | 196 | 152 | 0 | 196 |
| Sisma | -528 | 595 | 607 | -452 | 595 | 607 |
| | | | | | | |
| PILA "1" e "3" | | | | | | |
| | App_01 | | | App_02 | | |
| | Vert. | Long. | Trasv. | Vert. | Long. | Trasv. |
| SLE_II | -6206 | 0 | 131 | -4458 | 0 | 131 |
| SLE_III | -5625 | 79 | 131 | -4232 | 79 | 131 |
| STR_II | -8379 | 0 | 176 | -6018 | 0 | 176 |
| STR_III | -7594 | 107 | 176 | -5713 | 107 | 176 |
| SISMA 1 | -3848 | 595 | 182 | -3758 | 595 | 182 |
| SISMA 2 | -3848 | 179 | 607 | -3758 | 179 | 607 |
| SISMA 3 | -4218 | 179 | 182 | -4074 | 179 | 182 |
| | | | | | | |
| PILA "1" e "3" | | | | | | |
| | APPOGGIO 01 | | | APPOGGIO 02 | | |
| | R (kN) | HI (kN) | Ht (kN) | R (kN) | HI (kN) | Ht (kN) |
| SLE | -6206 | 79 | 131 | -6206 | 79 | 131 |
| SLU | -8379 | 107 | 176 | -8379 | 107 | 176 |
| SISMICA | -4218 | 595 | 607 | -4218 | 595 | 607 |

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

| | PILA "2" | | | | | |
|----------------------------|--------------------|----------------|----------------|--------------------|----------------|----------------|
| Carichi | App_01 | | | App_02 | | |
| | Vert. | Long. | Trasv. | Vert. | Long. | Trasv. |
| | (kN) | (kN) | (kN) | (kN) | (kN) | (kN) |
| Permanenti | -3967 | 0 | 0 | -3967 | 0 | 0 |
| Carichi mobili_Nmax | -2639 | 0 | 0 | -984 | 0 | 0 |
| Frenatura | 0 | 79 | 0 | 0 | 79 | 0 |
| Vento | -165 | 0 | 219 | 165 | 0 | 219 |
| Sisma | -430 | 586 | 702 | -347 | 586 | 702 |
| | | | | | | |
| | | | | | | |
| | | | | | | |
| | PILA "2" | | | | | |
| | App_01 | | | App_02 | | |
| | Vert. | Long. | Trasv. | Vert. | Long. | Trasv. |
| | (kN) | (kN) | (kN) | (kN) | (kN) | (kN) |
| SLE_II | -6716 | 0 | 146 | -4841 | 0 | 146 |
| SLE_III | -6081 | 79 | 146 | -4604 | 79 | 146 |
| STR_II | -9067 | 0 | 197 | -6535 | 0 | 197 |
| STR_III | -8209 | 107 | 197 | -6216 | 107 | 197 |
| SISMA 1 | -4096 | 586 | 211 | -4071 | 586 | 211 |
| SISMA 2 | -4096 | 176 | 702 | -4071 | 176 | 702 |
| SISMA 3 | -4397 | 176 | 211 | -4314 | 176 | 211 |
| | | | | | | |
| | | | | | | |
| | | | | | | |
| | PILA "2" | | | | | |
| | APPOGGIO 01 | | | APPOGGIO 02 | | |
| | R (kN) | HI (kN) | Ht (kN) | R (kN) | HI (kN) | Ht (kN) |
| | (kN) | (kN) | (kN) | (kN) | (kN) | (kN) |
| SLE | -6716 | 79 | 146 | -6716 | 79 | 146 |
| SLU | -9067 | 107 | 197 | -9067 | 107 | 197 |
| SISMICA | -4397 | 586 | 702 | -4397 | 586 | 702 |

13 CONTROFRECCIA COSTRUTTIVA

La deformazione elastica, prodotta dai seguenti contributi, dovrà essere compensata mediante sagomatura dell'anima all'atto del taglio delle lamiere (contromonta). Le frecce sono calcolate tenendo conto dei fenomeni viscosi (a tempo T_{00}). La controfreccia calcolata è valida per entrambe le travi.

Le condizioni di carico che contribuiscono alla contromonta, sono le seguenti:

| | |
|-----------|--|
| fpp | peso proprio della struttura metallica e della soletta dell'impalcato; |
| fperm | peso delle opere di finitura; |
| fritiro | effetti del ritiro della soletta ed effetto viscoso; |
| 0.25*facc | effetti del traffico veicolare. |

TRAVE ESTERNO CURVA

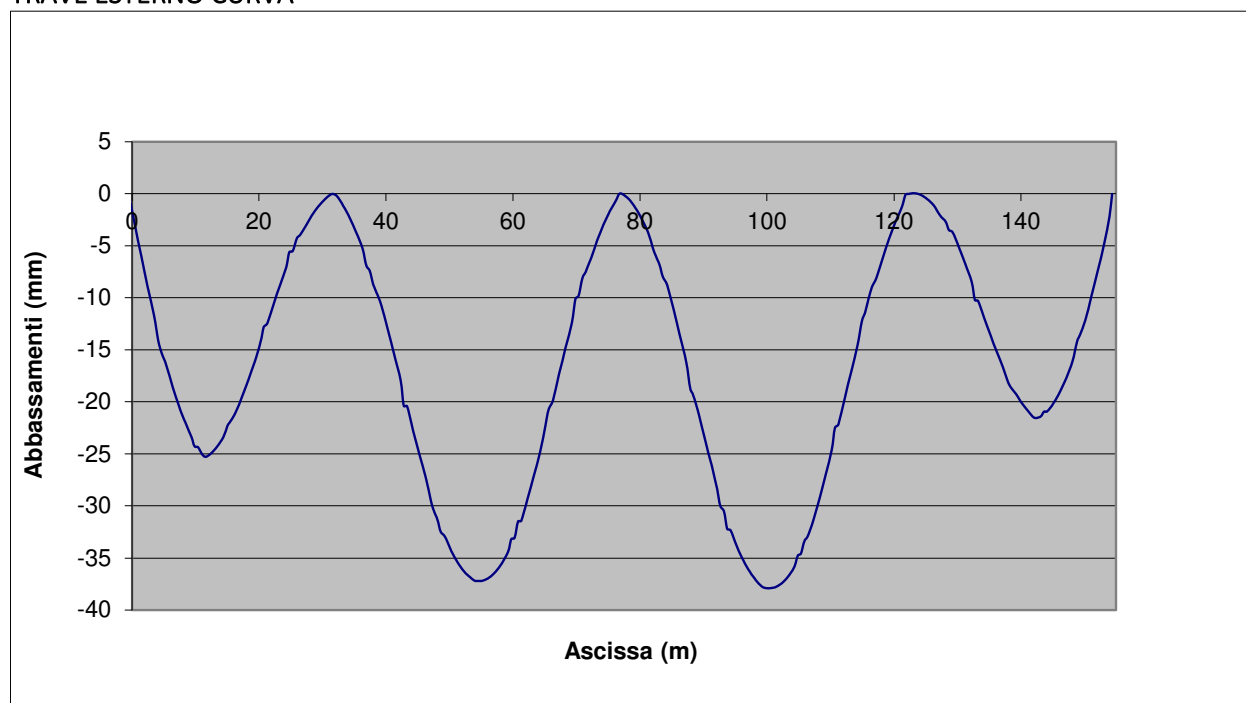


Fig. 13.1 – Abbassamenti verticali per il peso proprio della struttura (acciaio+ soletta)

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

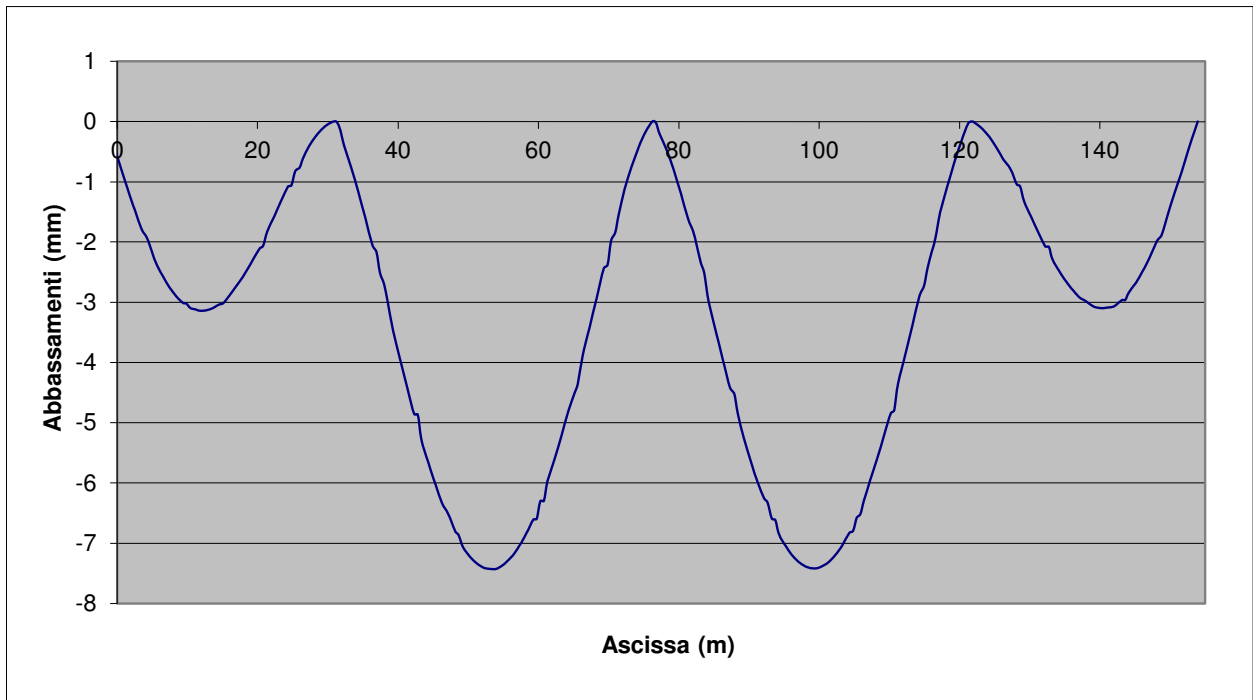


Fig. 13.2 – Abbassamenti verticali per il peso delle finiture

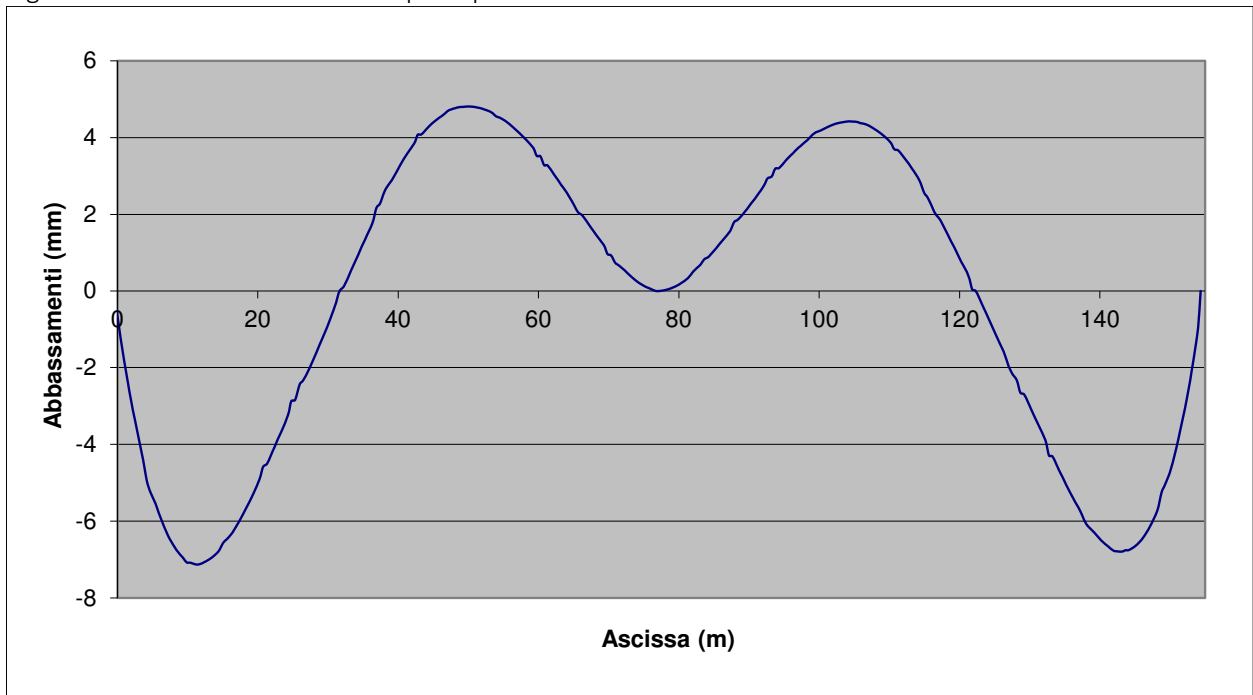


Fig. 13.3 – Abbassamenti verticali per gli effetti del ritiro della soletta ed effetti viscosi

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

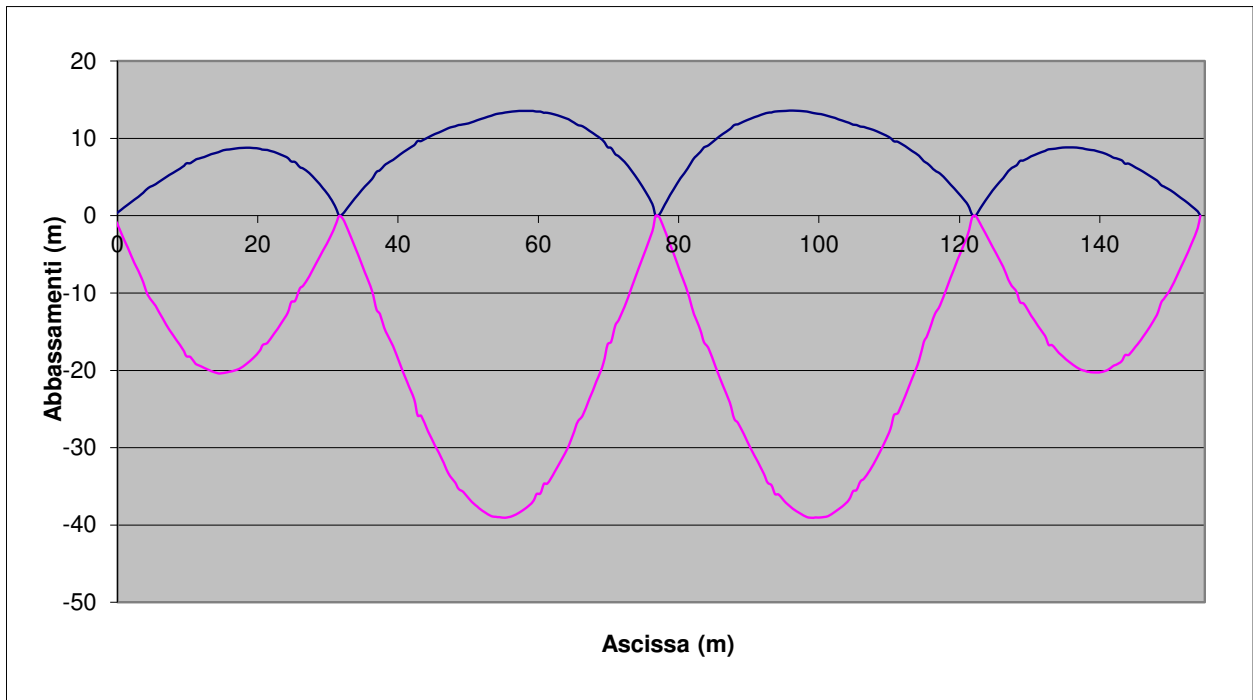


Fig. 13.4 – Abbassamenti verticali per gli effetti dei carichi mobili

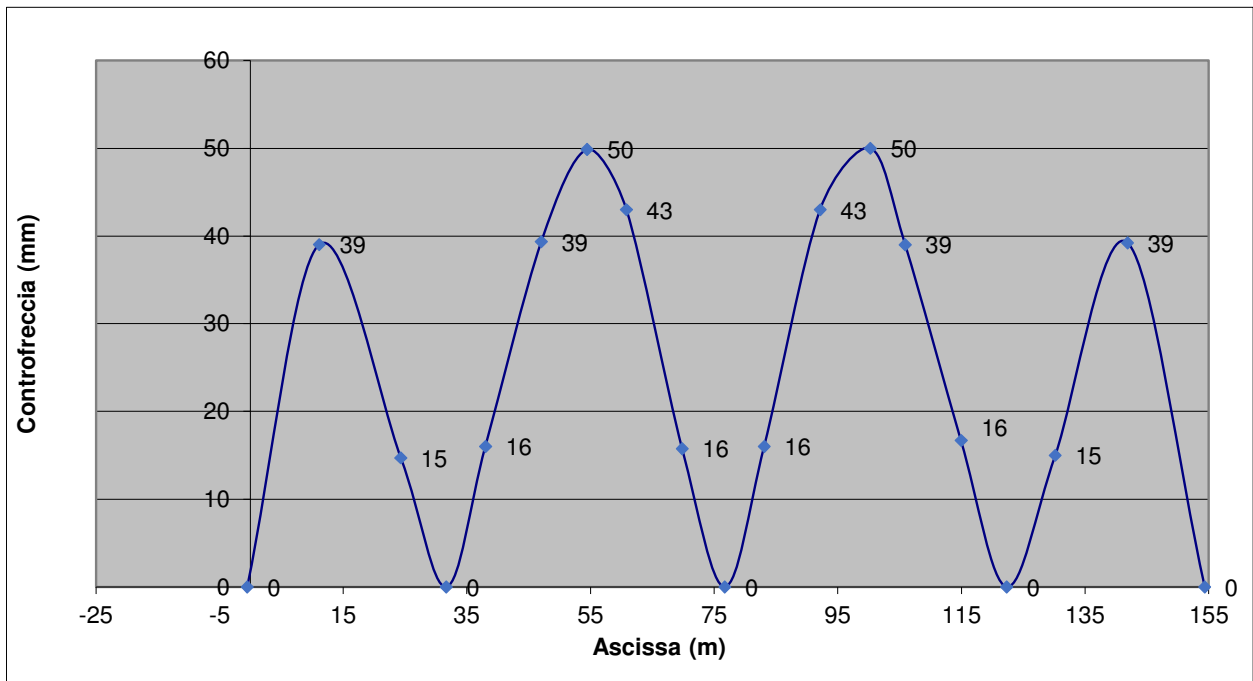


Fig. 13.5 – Diagramma della controfregata da predisporre per annullare la freccia delle componenti precedenti per la trave esterno curva

TRAVE INTERNO CURVA

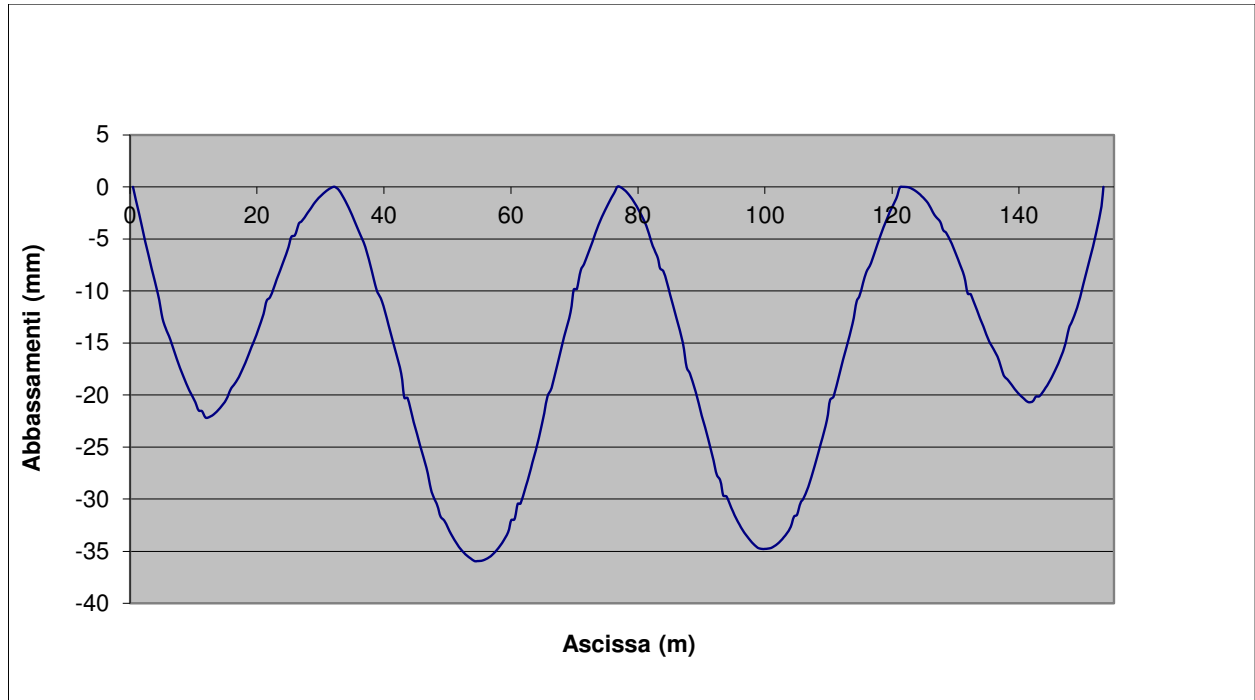


Fig. 13.6 – Abbassamenti verticali per il peso proprio della struttura (acciaio+ soletta)

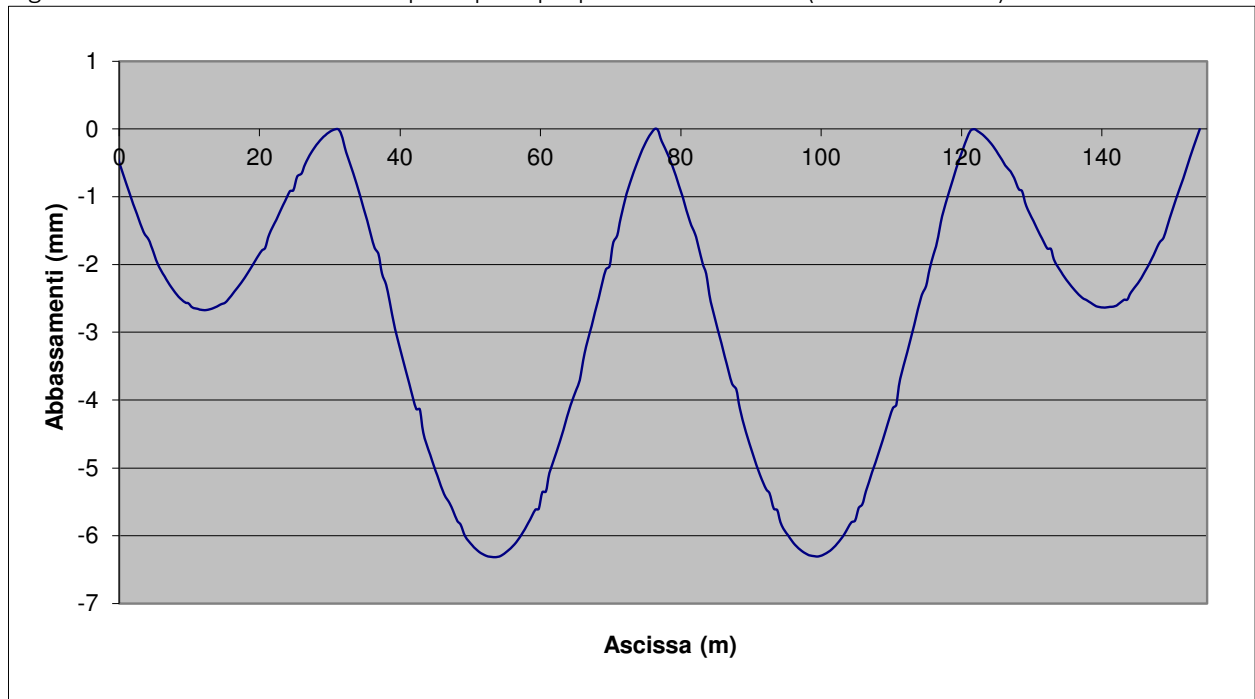


Fig. 13.7 – Abbassamenti verticali per il peso delle finiture

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

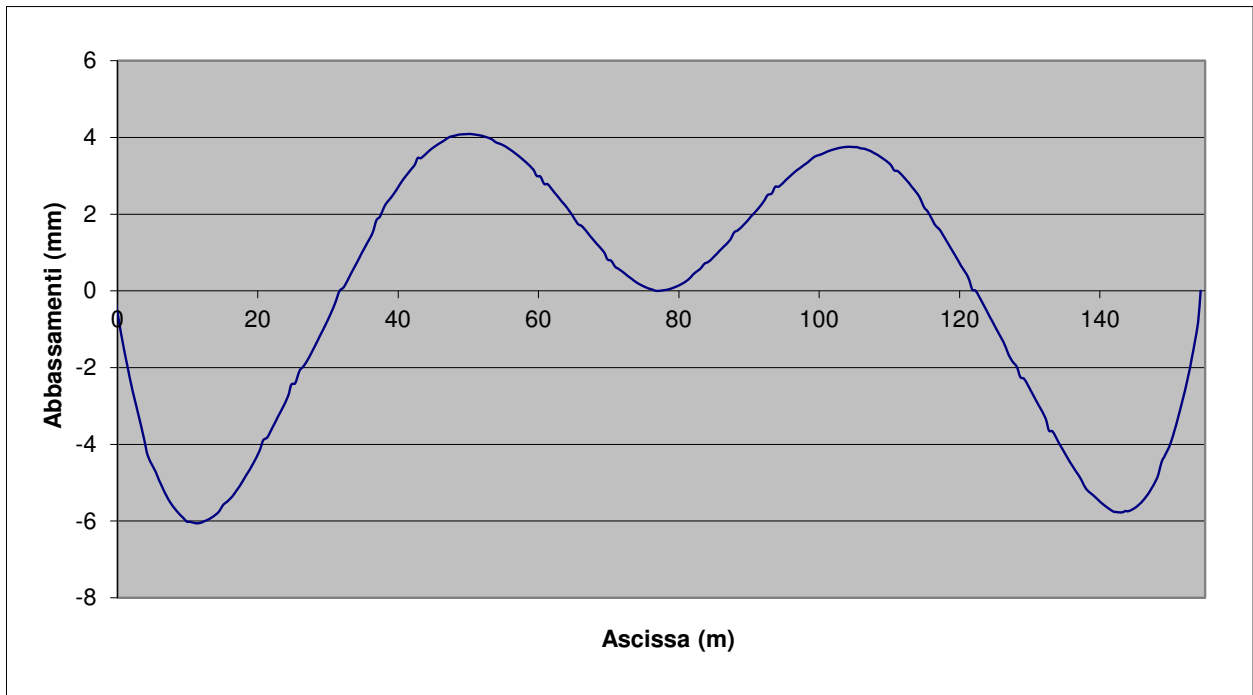


Fig. 13.8 – Abbassamenti verticali per gli effetti del ritiro della soletta ed effetti viscosi

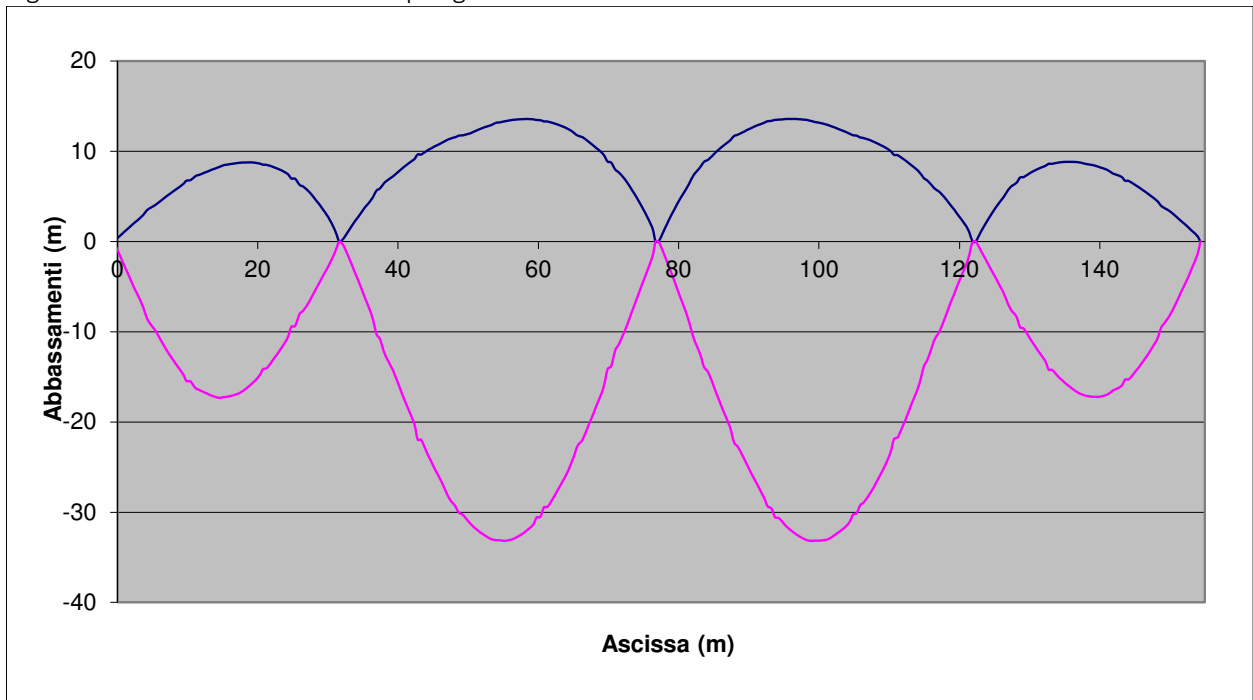


Fig. 13.9 – Abbassamenti verticali per gli effetti dei carichi mobili

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

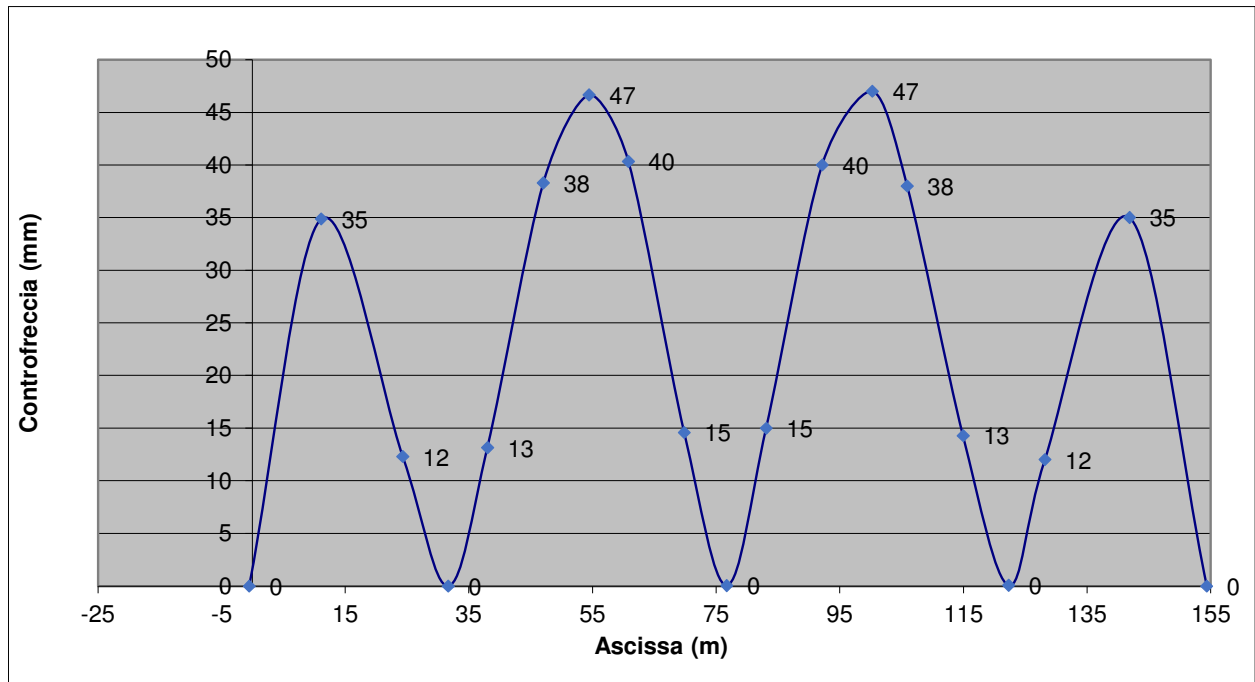


Fig. 13.10 – Diagramma della contromonta da predisporre per annullare la freccia delle componenti precedenti per la trave interno curva

14 DIMENSIONAMENTO DEI BAGGIOLI

Il dimensionamento delle armature nei baggioli previsti per l'alloggiamento degli apparecchi di appoggio è condotto in base a quanto riportato nell'Eurocodice 2 del 1990 e/o nel Model Code CEB-FIP 1990, secondo un meccanismo resistente tipo "shear-friction".

Le formulazioni utilizzate sono in particolare, quelle di cui al P.to 6.10 - CEB-FIP Model Code 1990, per la valutazione della resistenza alle azioni orizzontali, ovvero quella del (P.to 6.7 - EC2 parte 1-1) per il calcolo della resistenza per azioni verticali.

| PORTATA APPOGGI (KN) | | | |
|---|---|-------------------|--------------------|
| TIPO | V | H _L | H _T |
| APPOGGIO ELASTOMERICO | 9100 | 600 | 705 |
| Materiali | | | |
| Calcestruzzo | | | |
| Resistenza caratteristica cubica | R _{ck} = | 40 | MPa |
| Resistenza caratteristica cilindrica | f _{ck} =0,83*R _{ck} = | 33.2 | MPa |
| Resistenza a compressione di calcolo | f _{cd} =f _{ck} /γ _c = | 22.13 | MPa |
| Resistenza a trazione media | f _{ctm} =0.3*(R _{ck}) ^{2/3} = | 3.50 | MPa |
| Resistenza caratteristica a trazione | f _{ctk} =0.7*f _{ctm} = | 2.45 | MPa |
| Resistenza car. a trazione per flessione | f _{ctk} =1.2*f _{ctm} = | 2.94 | MPa |
| Resistenza a trazione di calcolo | f _{ctd} =f _{ctk} /γ _c = | 1.96 | MPa |
| Acciaio | | | |
| Tensione caratteristica di snervamento | f _{yk} = | 450 | MPa |
| Tensione di snervamento di calcolo | f _{yd} =f _{yk} /γ _s = | 391 | MPa |
| Dimensioni piastre inferiore appoggi | | a (long.) | b (trasv.) |
| Appoggio | | 950 | 950 |
| Tipo e dimensioni baggioli | | a' (long.) | b' (trasv.) |
| Baggiolo | | 1000 | 1000 |

| VERIFICHE STRUTTURALI DEL BAGGIOLO | | | |
|--|-------------------------------------|------------------------|-----------------------------|
| Resistenza alle forze orizzontali (P.to 6.10 - CEB-FIP Model Code 1990) | | | |
| Azione tagliante ultima | $F_{sdu}=(H_L^2+H_T^2)^{1/2}=\dots$ | 930 | KN |
| Utilizzando un meccanismo resistente di shear-friction si ottiene: | | | |
| μ=0.6 (coefficiente di attrito cls-cls) | | | |
| β=0.2, essendo βf _{ctd} la coesione del calcestruzzo (resistenza per attrito) | | | |
| σ _{cd} =tensione di compressione dovuta ai carichi esterni | | | |
| La condizione di resistenza al taglio si esprime con la: | | | |
| $\tau_{sd}<\tau_{rd}$ | | 2.13 | MPa |
| $\tau_{rd}=\beta f_{ctd}+\mu(pf_{yd}+\sigma_{cd})<0.25f_{cd}$ | | 0.25 f _{cd} = | 4.70 MPa |
| Trascurando l'influenza dell'attrito e della tensione di compressione σ _{cd} si ha: | | | |
| Num. ferri : | 24 | | |
| Diametro singolo ferro: | 22 | mm | |
| Area complessiva A _s = | 9096 | mm ² | |
| Perc. di armatura ρ= | 0.009096 | (≥0.001) | OK |
| Resistenza a taglio teorica | τ _{rd} = | 2.13 | N/mm ² |
| Resistenza a taglio di calcolo | τ _{rd} = | 2.13 | N/mm ² |
| Taglio agente di progetto | τ _{sd} = | 0.93 | N/mm ² OK |

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

| Resistenza alle forze verticali (P.to 6.7 - EC2 parte 1-1) | | | |
|--|--------------|-----------|-----------------|
| Azione di progetto ultima | $F_{sdu}=V=$ | 9100 | KN |
| area caricata $A_{c0}=$ | | 902500 | mm ² |
| massima area di diffusione $A_{c1}=$ | | 1000000 | mm ² |
| Resistenza ultima $F_{rdu}=A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot (A_{c1}/A_{c0})^{1/2}=$ | | 17872.00 | KN |
| $F_{rdu} < 3 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0}=$ | 50937 KN | OK | |

L'armatura trasversale prevista, 3 staffe $\phi 16$ + 12 spille $\phi 16$, per un'armatura totale sulle quattro facce del baggiolo pari a $4 \cdot (6+12) \cdot 201 = 14472 \text{ mm}^2$, deve soddisfare la seguente espressione:

$$A_t \cdot f_{yd} \geq N_{sd} / 2 \quad \implies \quad 14472 \text{ mm}^2 \cdot 391.3 \text{ MPa} = 5662893 > 9100000 \text{ N} / 2$$

$$\implies \quad 5\,662\,893 \text{ N} > 4\,550\,000 \text{ N}$$

La verifica risulta soddisfatta.

15 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

Per valutare i risultati ottenuti attraverso il software SAP2000 si effettuerà un rapido confronto relativo al massimo momento longitudinale massimo agente lungo la trave per le condizioni di carico principali dell'impalcato (allo SLE).

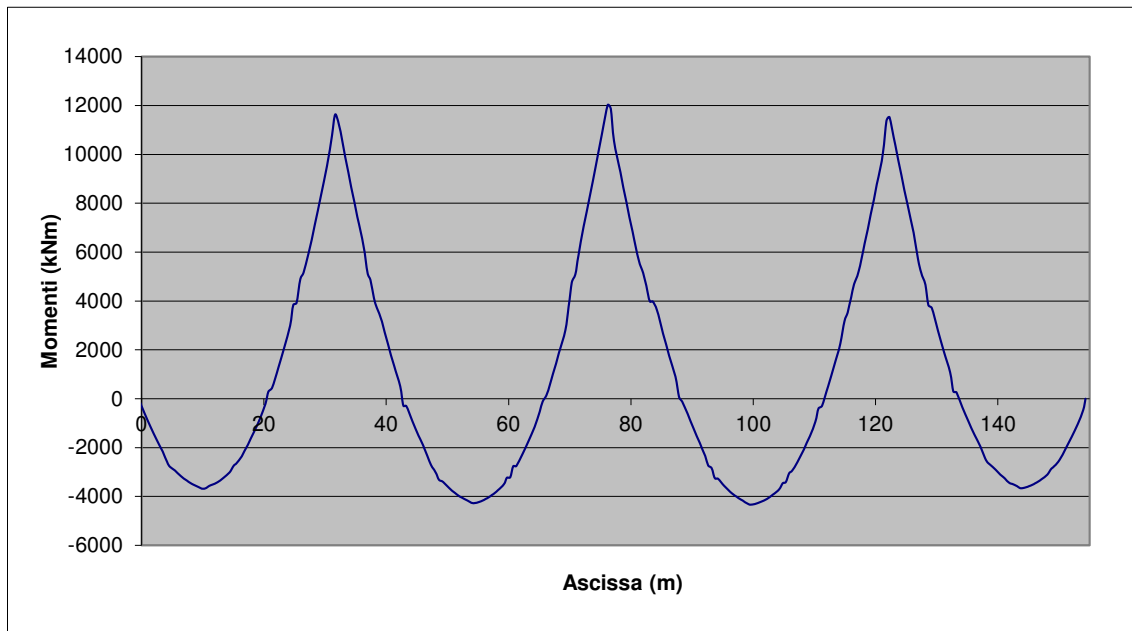
Si consideri una sezione composta da una sola trave con i seguenti carichi applicati:

- Peso della soletta sulla singola trave: Soletta in c.a.= $32.94 \times 3/2 = 49.41$ kN/ml (il carico di 32.94 kN/ml (§ 5.1.1) è il carico applicato al modello in cui vengono schematizzate le due travi principali e la trave di spina. Quest'ultima è collegata tramite i diaframmi alle due travi principali, pertanto il carico afferente alla singole travi principali è pari a $32.94 \times 3/2$)

Allo stato limite di esercizio il massimo momento agente ottenuto manualmente sarà pari a circa 1/10 del carico moltiplicato il quadrato della luce (Ltrave curva est =45.25m), ovvero:

$$M_{\text{appoggio}} = \frac{49.41 \text{ kN/m} \times (45.25)^2}{10} = 10117 \text{ kNm}$$

Di seguito si riporta il diagramma dei momenti prodotti con il software in cui il momento all'appoggio intermedio dovuto al peso della carpenteria metallica e della soletta è pari a circa **11750 kNm** paragonabile a quello calcolato manualmente, pertanto i risultati ottenuti dal modello agli elementi finiti possono considerarsi attendibili.



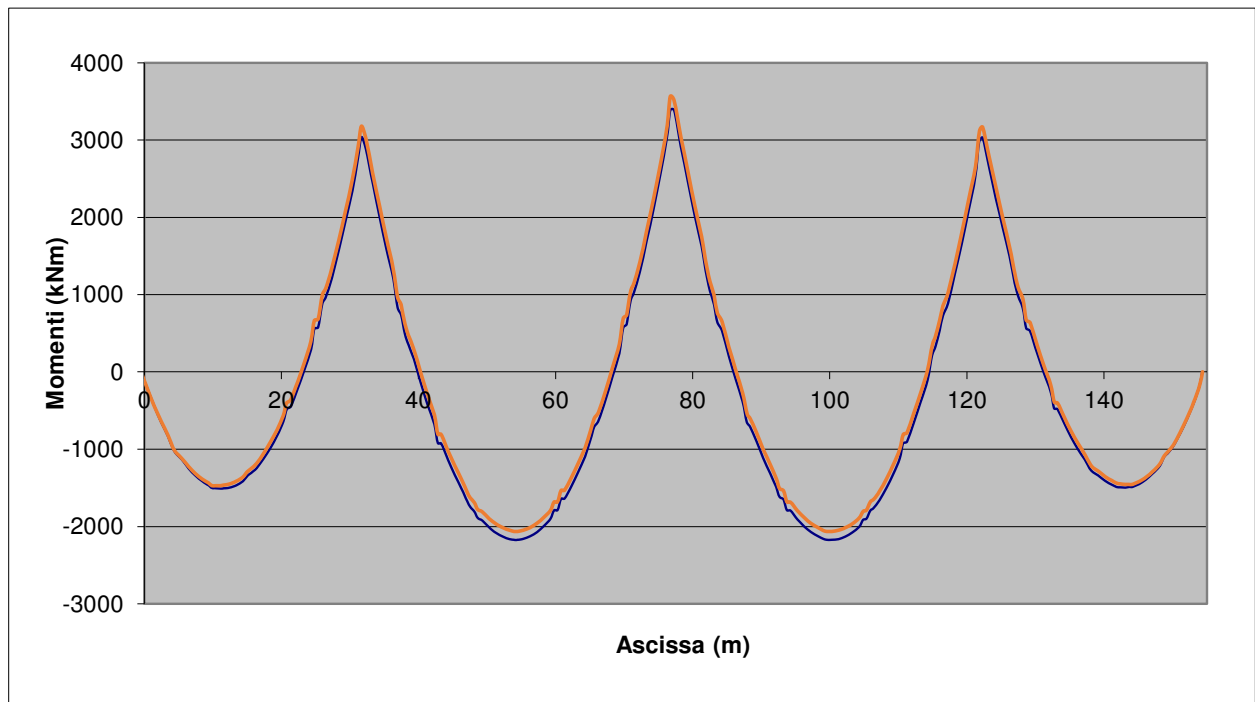
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

- Peso dei permanenti portati sulla singola trave: Perm.=14.67*3/2 22.00 kN/ml
(il carico di 14.67 kN/ml (§ 5.1.2) è il carico applicato al modello in cui vengono schematizzate le due travi principali e la trave di spina. Quest'ultima è collegata tramite i diaframmi alle due travi principali, pertanto il carico afferente alla singole travi principali è pari a 14.67*3/2)

Allo stato limite di esercizio il massimo momento agente ottenuto manualmente sarà pari a circa 1/10 del carico moltiplicato il quadrato della luce (Ltrave curva est =45.25m), ovvero:

$$M_{appoggio} = \frac{22.00 \text{ kN} / \text{m} \times (45.25)^2}{10} = 4505 \text{ kNm}$$

Di seguito si riporta il diagramma dei momenti prodotti con il software in cui il momento dovuto al peso del permanente portato è pari a circa **3600 kNm** paragonabile a quello calcolato manualmente, pertanto i risultati ottenuti dal modello agli elementi finiti possono considerarsi attendibili.



RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

- Azione del traffico:

In favore di sicurezza per ricavare la ripartizione dei carichi tandem tra le due travi si applica il metodo di Courbon, pertanto, sulla trave 1 avremo il carico concentrato pari a $1.548 \cdot 600 = 928.8$ kN:

| COURBON | Calcolo dei coefficienti di ripartizione | | | | Mobili 1 | | | Mobili 2 | | | Mobili 3 | | |
|-------------------------------------|--|--------|-----------------------------------|-----------|----------|--------|-----------|----------|--------|-------|----------|-------|--------|
| | Caratteristiche geometriche | | | | Q1 | 2.00 | | Q2 | 1.67 | | Q1 | 1.00 | |
| | n travi | | | | e1 | 2.13 | | e2 | 2.93 | | e1 | 4.13 | |
| TRAVE | xi(m) | di(m) | di ² (m ²) | Wi = J/di | KN1 | KM1 | K1 | KN2 | KM2 | K2 | KN1 | KM1 | K1 |
| 1 | -3.875 | 3.875 | 15.02 | 7.75 | 1.00 | 0.548 | 1.548 | 0.83 | 0.629 | 1.462 | 0.50 | 0.53 | 1.032 |
| 2 | 3.875 | -3.875 | 15.02 | -7.75 | 1.00 | -0.548 | 0.451 | 0.83 | -0.629 | 0.204 | 0.50 | -0.53 | -0.032 |
| Totale | 0.00 | J | 30.03 | | 6.00 | 0.00 | 3.00 | 5.00 | 0.00 | 2.50 | 3.00 | 0.00 | 1.50 |
| xg (m) | 0.00 | | | | | | | | | | | | |
| CONDIZIONI DI CARICHI MOBILI | | | | | | | | | | | | | |
| Stese | Mobili 1 | | | Mobili 2 | | | Mobili 3 | | | | | | |
| | Q | e (m) | Q*e | Q | e (m) | Q*e | Q | e (m) | Q*e | | | | |
| 1 | 1.00 | 4.125 | 4.13 | 1.00 | 4.125 | 4.13 | 1.00 | 4.125 | 4.13 | | | | |
| 2 | 0.67 | 1.125 | 0.75 | 0.67 | 1.125 | 0.75 | 0.00 | 1.125 | 0.00 | | | | |
| 3 | 0.33 | -1.875 | -0.62 | 0.00 | -1.875 | 0.00 | 0.00 | -1.875 | 0.00 | | | | |
| 4 | 0.000 | -4.50 | 0.00 | 0.00 | -4.50 | 0.00 | 0.000 | -4.5 | 0.00 | | | | |
| Totale | 2.00 | | 4.25 | 1.67 | | 4.87 | 1.00 | | 4.13 | | | | |
| | e1 = 2.13 | | | e2 = 2.93 | | | e2 = 4.13 | | | | | | |

Mentre i carichi distribuiti sulla trave 1 saranno pari a $1.282 \cdot 9 \cdot 3 = 34.61$ kN/m

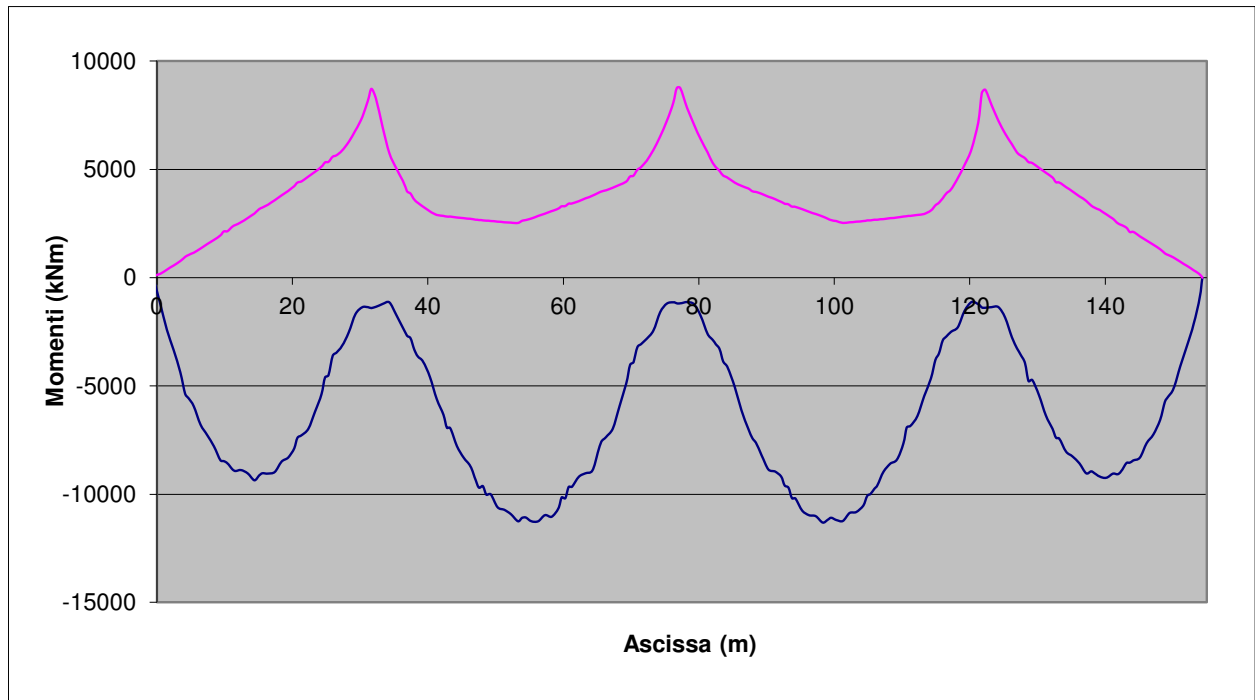
| COURBON | Calcolo dei coefficienti di ripartizione | | | | Mobili 1 | | | Mobili 2 | | | Mobili 3 | | | Mobili 4 | | |
|-------------------------------------|--|--------|-----------------------------------|-----------|----------|--------|-----------|----------|--------|-----------|----------|-------|-------|----------|------|-------|
| | Caratteristiche geometriche | | | | Q1 | 1.76 | | Q2 | 1.55 | | Q1 | 1.28 | | Q2 | 1.00 | |
| | n travi | | | | e1 | 1.69 | | e2 | 2.52 | | e1 | 3.47 | | e2 | 0.00 | |
| TRAVE | xi(m) | di(m) | di ² (m ²) | Wi = J/di | KN1 | KM1 | K1 | KN2 | KM2 | K2 | KN1 | KM1 | K1 | KN2 | KM2 | K2 |
| 1 | -3.875 | 3.875 | 15.02 | 7.75 | 0.88 | 0.385 | 1.266 | 0.78 | 0.505 | 1.282 | 0.64 | 0.57 | 1.211 | 0.50 | 0.00 | 0.500 |
| 2 | 3.875 | -3.875 | 15.02 | -7.75 | 0.88 | -0.385 | 0.496 | 0.78 | -0.505 | 0.272 | 0.64 | -0.57 | 0.066 | 0.50 | 0.00 | 0.500 |
| Totale | 0.00 | J | 30.03 | | 5.29 | 0.00 | 2.64 | 4.66 | 0.00 | 2.33 | 3.83 | 0.00 | 1.92 | 3.00 | 0.00 | 1.50 |
| xg (m) | 0.00 | | | | | | | | | | | | | | | |
| CONDIZIONI DI CARICHI MOBILI | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Stese | Mobili 1 | | | Mobili 2 | | | Mobili 3 | | | Mobili 4 | | | | | | |
| | Q | e (m) | Q*e | Q | e (m) | Q*e | Q | e (m) | Q*e | Q | e (m) | Q*e | | | | |
| 1 | 1.00 | 4.125 | 4.13 | 1.00 | 4.125 | 4.13 | 1.00 | 4.125 | 4.13 | 1.00 | 4.125 | 4.13 | | | | |
| 2 | 0.277 | 1.125 | 0.31 | 0.277 | 1.125 | 0.31 | 0.2770 | 1.125 | 0.31 | 0.00 | 1.125 | 0.00 | | | | |
| 3 | 0.277 | -1.875 | -0.52 | 0.277 | -1.875 | -0.52 | 0.0000 | -1.875 | 0.00 | 0.00 | -1.875 | 0.00 | | | | |
| 4 | 0.208 | -4.50 | -0.94 | 0.000 | -4.50 | 0.00 | 0.000 | -4.50 | 0.00 | 0.000 | -4.50 | 0.00 | | | | |
| Totale | 1.76 | | 2.98 | 1.55 | | 3.92 | 1.28 | | 4.44 | 1.00 | | 4.13 | | | | |
| | e1 = 1.69 | | | e2 = 2.52 | | | e2 = 3.47 | | | e2 = 4.13 | | | | | | |

Allo stato limite di esercizio il massimo momento agente manualmente sarà pari a circa 1/10 del carico uniforme moltiplicato il quadrato della luce (Ltrave curva est =45.25m), più 1/8 del carico concentrato moltiplicato per la luce ovvero:

$$M_{appoggio} = \frac{34.61 \text{ kN} / \text{m} \times (45.25)^2}{10} + 928.8 \cdot 45.25 / 8 = 12340 \text{ kNm}$$

Di seguito si riporta il diagramma dei momenti prodotti con il software in cui il momento all'appoggio dovuto al peso del carcio da traffico è pari a circa **11038 kNm** paragonabile a quello calcolato manualmente, pertanto i risultati ottenuti dal modello agli elementi finiti possono considerarsi attendibili.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO



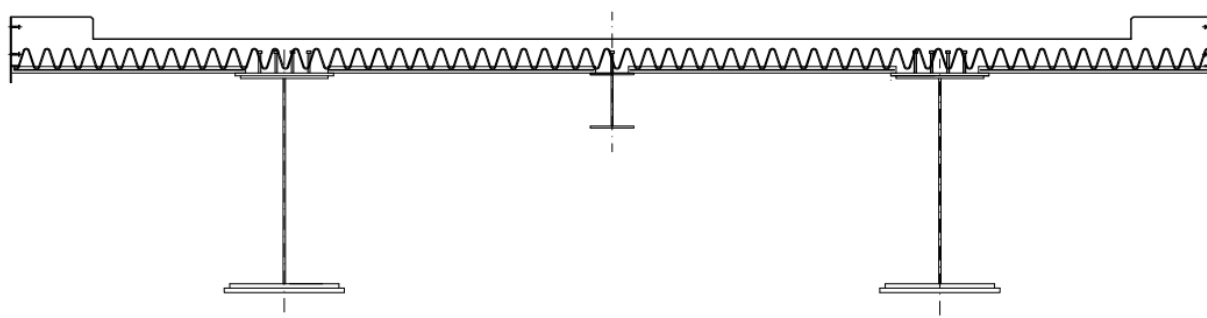
SOLETTA

16 SOLETTA (DIREZIONE TRASVERSALE)

La verifica in direzione longitudinale della soletta è riportata nel cap. 9.6 della presente.
Di seguito si riporta la verifica in direzione trasversale della soletta.

16.1 FASI COSTRUTTIVE E DI GETTO

La sezione trasversale dell'impalcato in questione è costituita da due travi in acciaio e soletta in calcestruzzo collaborante con le predette travi. L'altezza della soletta è pari a 31 cm. La geometria della sezione prevede una dimensione degli sbalzi laterali di soletta uguali (2.50 m in sx; e 2.50m in dx) ed un interasse fra la trave principale e la trave rompitratta pari a 3.875 m. La soletta, infatti, ha una dimensione trasversale di 12.75 m:



L'impalcato in c.a. è previsto gettato in opera, utilizzando predalle autoportanti di spessore 6 cm e larghezza 240 cm con 8 tralicci disposti ad interasse di 30 cm.

Una volta disposte le predalle si provvede alla posa dell'armatura longitudinale ed al completamento di quella trasversale e quindi, al getto della soletta fino agli spessori di progetto.

Si prevede di utilizzare due modelli di comportamento della soletta ai fini delle diverse verifiche da effettuare:

Nel primo modello, utilizzato nelle verifiche di esercizio (tensioni e fessure), si distinguono due fasi di funzionamento corrispondenti a diverse sezioni resistenti:

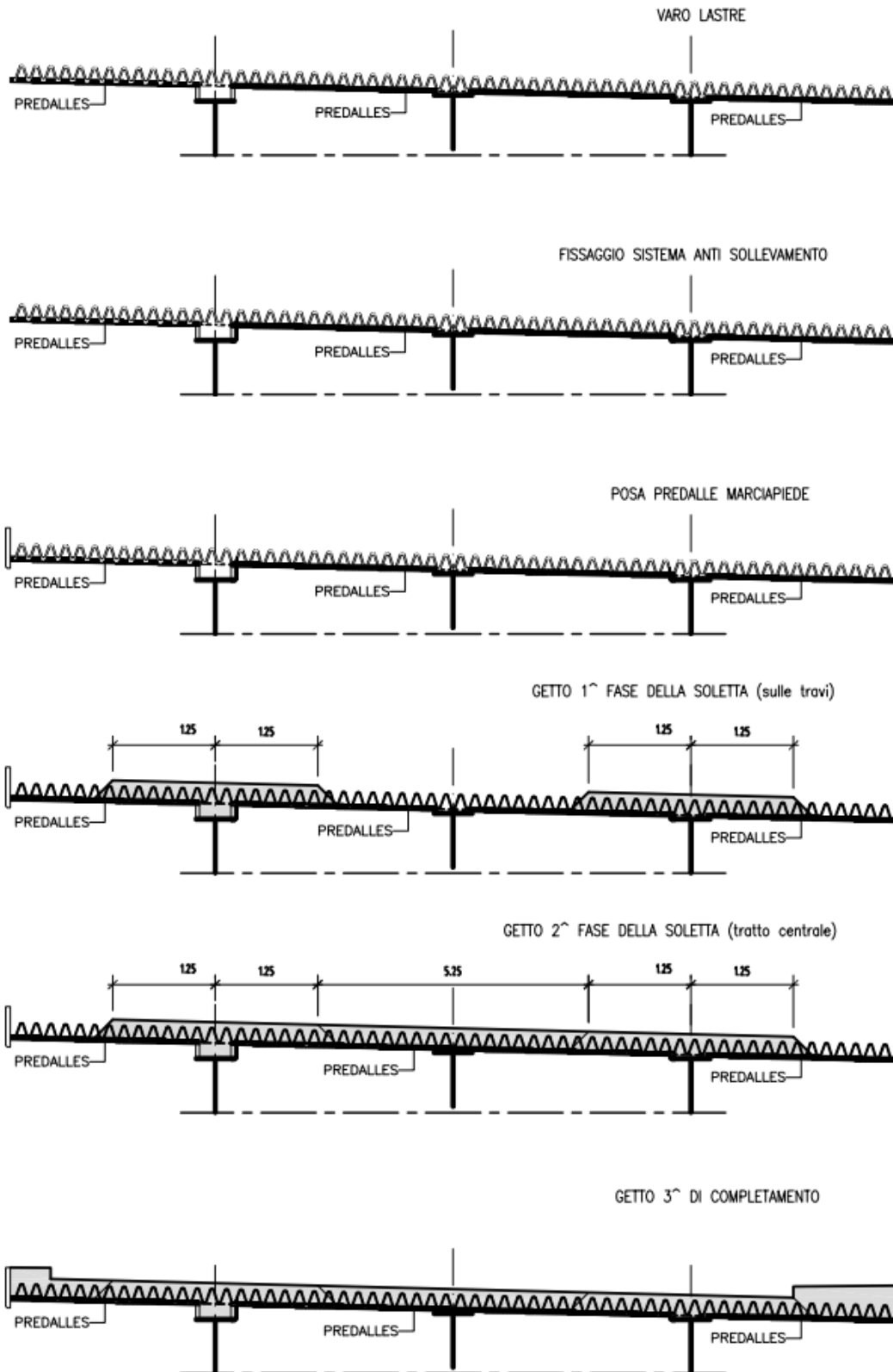
- 1° fase: le predalle sostengono il peso proprio ed il getto della soletta;
- 2° fase: la soletta maturata sostiene il peso delle opere di finitura e quelle dei sovraccarichi.

Nell'ambito della 1° fase (vedi par. successivi) si prevedono, inoltre, diversi step di carico a cui corrispondono ulteriori sezioni resistenti differenti. Pertanto, si effettua la verifica di ciascuna sezione e si sommano gli effetti (tensioni e fessure) prodotti dalle diverse situazioni di carico.

Il secondo modello, utilizzato nelle verifiche allo stato limite ultimo, poiché il legame costitutivo del materiale è di tipo non lineare, non si può applicare il principio di sovrapposizione degli effetti e dunque si considera la soletta realizzata in un'unica fase con il peso proprio, le opere di finitura ed i carichi accidentali agenti contemporaneamente.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

FASI DI MONTAGGIO LASTRE
SCALA 1:50



16.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni dei carichi elementari, in ciascuna fase e descritti nei paragrafi seguenti, sono state condotte secondo il D.M. 17/01/2018:

| | | SLE | | QP | | FR | | STR | | URTO |
|---------------|--------------------------|------------|-------|-----------|------|-----------|-------|------------|-------|-------------|
| fase 1 | PP_PREDALLA | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.35 | 1.35 | 1.00 |
| | SOLETTA | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.35 | 1.35 | 1.00 |
| fase 2 | PERM | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.35 | 1.35 | 1.00 |
| | CAR_MOB_verticali | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.75 | 0.75 | 1.35 | 1.35 | 1.00 |
| | VENTO | 0.60 | -0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.20 | -0.20 | 0.90 | -0.90 | 0.00 |
| | URTO IN SVIO | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 |

16.3 CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE

La presente relazione di calcolo strutturale illustra il progetto nei suoi aspetti generali. Essa comprende solo una parte dei calcoli strutturali: le verifiche non riportate sono condotte analogamente a quelle descritte.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15;

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

16.3.1 Criteri di verifica delle sezioni in c.a.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

16.3.2 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-presso-flessione

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione vengono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

16.3.3 Verifica agli stati limite ultimi a taglio

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN 1992-1-1:2005, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- $V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$, resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio
- $V_{Rd,s} = 0.9 \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \alpha + \cot \vartheta) \cdot \sin \alpha$, valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento
- $V_{Rd,max} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} (\cot \alpha + \cot \vartheta) / (1 + \cot^2 \vartheta)$, valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$ con d in mm;
- $\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$;
- A_{sl} è l'area dell'armatura tesa;
- b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa;
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd}$;
- N_{Ed} è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;
- A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;
- $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- $1 \leq \cot \vartheta \leq 2.5$ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave
- A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;
- s è il passo delle staffe;
- f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;
- $f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$ è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;
- $\alpha_{cw} = 1$ è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

16.3.4 Verifica agli stati limite d'esercizio

Si effettuano le seguenti verifiche agli stati limite di esercizio:

- stato limite delle tensioni in esercizio;
- stato limite di fessurazione;
- stato limite di fatica.

16.3.4.1 Stato limite delle tensioni

Nel primo caso, si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare, si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio, verificando che:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} \text{ per combinazione rara delle azioni;}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente delle azioni;}$$

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk}$$

16.3.4.2 Stato limite di fessurazione

Nel secondo caso, si assume che le condizioni ambientali del sito in cui sorge l'opera siano aggressive e si verifica che il valore limite di apertura della fessura, calcolato per armature poco sensibili, sia al più pari ai seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm per combinazione delle azioni quasi permanente;}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm per combinazione delle azioni frequente.}$$

16.3.4.3 Stato limite di fatica

In accordo con [DM2018] §4.2.4.1.4 si riportano di seguito le verifiche a fatica degli elementi maggiormente interessati da questo fenomeno.

Affinché la verifica risulti soddisfatta la variazione di tensione ($\Delta\sigma_{max}$) ad opera dei carichi ciclici deve risultare inferiore al rispettivo valore ammissibile ($\Delta\sigma_R$) del particolare in esame:

$$\gamma_f \Delta\sigma_{max} \leq \Delta\sigma_R / \gamma_M$$

$$\gamma_f = 1.00 \quad \text{coefficiente di maggiorazione da normativa}$$

$$\gamma_M = 1.00 \quad \text{coefficiente riduttivo}$$

Combinazione di azioni

(1)P Per il calcolo dell'escursione delle tensioni, l'azione deve essere divisa in una parte che non induce cicli di fatica e in un'altra parte che li induce (un numero di azioni ripetute di carico).

(2)P La combinazione fondamentale di carichi non ciclici corrisponde alla definizione di combinazione frequente nello stato limite di esercizio (SLS):

$$E_d = E \{ G_{k,j}; P; \Psi_{1,1} Q_{k,1}; \Psi_{2,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (6.66)$$

La combinazione di azioni contenuta nelle parentesi {}, (chiamata combinazione di base), può essere espressa nella forma:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.67)$$

$Q_{k,1}$ e $Q_{k,i}$ sono azioni non cicliche, non permanenti.

- (3)P Le azioni cicliche devono essere combinate con la più sfavorevole combinazione di base:

$$E_d = E \{ \{ G_{k,j}; P; \Psi_{1,1} Q_{k,1}; \Psi_{2,i} Q_{k,i} \}; Q_{fat} \} j \geq 1; i > 1 \quad (6.68)$$

La combinazione di azioni nella parentesi {}, (denominata combinazione di base più azione ciclica) può essere espressa come:

$$\left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \right) + Q_{fat} \quad (6.69)$$

dove:

Q_{fat} è il modello di carico di fatica costituito dallo schema di carico 1 [DM08 §5.1.3.3.5] con i valori dei carichi concentrati ridotti del 30% e valori dei carichi distribuiti ridotti del 70% o, in alternativa, dallo schema di carico 2 con i valori dei carichi ridotti del 30%.

Combinazione di azioni

- (1)P Per il calcolo dell'escursione delle tensioni, l'azione deve essere divisa in una parte che non induce cicli di fatica e in un'altra parte che li induce (un numero di azioni ripetute di carico).

- (2)P La combinazione fondamentale di carichi non ciclici corrisponde alla definizione di combinazione frequente nello stato limite di esercizio (SLS):

$$E_d = E \{ G_{k,j}; P; \Psi_{1,1} Q_{k,1}; \Psi_{2,i} Q_{k,i} \} j \geq 1; i > 1 \quad (6.66)$$

La combinazione di azioni contenuta nelle parentesi {}, (chiamata combinazione di base), può essere espressa nella forma:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.67)$$

$Q_{k,1}$ e $Q_{k,i}$ sono azioni non cicliche, non permanenti.

- (3)P Le azioni cicliche devono essere combinate con la più sfavorevole combinazione di base:

$$E_d = E \{ \{ G_{k,j}; P; \Psi_{1,1} Q_{k,1}; \Psi_{2,i} Q_{k,i} \}; Q_{fat} \} j \geq 1; i > 1 \quad (6.68)$$

La combinazione di azioni nella parentesi {}, (denominata combinazione di base più azione ciclica) può essere espressa come:

$$\left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \right) + Q_{fat} \quad (6.69)$$

dove:

Procedimento di verifica delle armature ordinarie

Il danneggiamento prodotto da un singolo carico che induce un'escursione di tensioni $\Delta\sigma_{max}$ può essere determinato facendo ricorso alle curve S-N per acciaio ordinario. Il valore di tensione massima raccomandata è pari a $\Delta\sigma_R = 195$ MPa (UNI ENV 1992-2 §4.3.7) a 10^6 cicli. Pertanto, la verifica è soddisfatta se:

$$\gamma_f \Delta\sigma_{max} \leq \Delta\sigma_R / \gamma_M \quad \Rightarrow \quad 1.00 * \Delta\sigma_{max} \leq 195.0 / 1.00 = 195.0 \text{ MPa}$$

Procedimento di verifica del calcestruzzo

Si può ritenere che la verifica a fatica del calcestruzzo compresso sia positiva se è soddisfatta la condizione seguente:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \quad (6.77)$$

$$\leq 0,9 f_{ck} \text{ per } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\leq 0,8 f_{ck} \text{ per } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

dove:

$\sigma_{c,max}$ è la massima tensione di compressione in una corda sotto la combinazione di carico frequente (compressione assunta come positiva);

$\sigma_{c,min}$ è la minima tensione di compressione nella stessa corda dove si verifica $\sigma_{c,max}$. Se $\sigma_{c,min}$ è una tensione di trazione, allora si raccomanda di assumere $\sigma_{c,min}$ con valore 0.

$$f_{cd,fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (6.76)$$

dove:

$\beta_{cc}(t_0)$ è un coefficiente che definisce la resistenza del calcestruzzo alla prima applicazione del carico [vedere punto 3.1.2 (6)];

t_0 è il tempo in giorni in cui comincia l'applicazione del carico ciclico al calcestruzzo.

16.4 VERIFICA IN 1°FASE

In 1° fase vengono condotte solamente le verifiche in esercizio (tensioni e fessure) rimandando alla 2° fase le verifiche allo stato limite ultimo.

Le verifiche tensionali vengono condotte in tutte le sezioni per tutti gli step di carico.

La tensione finale è la somma delle tensioni nei singoli step.

La verifica a fessurazione viene condotta solamente a soletta completamente gettata (3° step di carico).

16.4.1 Dati geometrici

| | |
|--|------------------------|
| Lunghezza terica lastra: | 250+387.5+387.5+250 cm |
| Larghezza lastra: | 240 cm |
| Spessore lastra: | 6 cm |
| Numero tralicci per lastra: | 8 tralicci |
| Spessore getto di completamento: | 25 cm |
| Schema statico: | ved. Pagine seguenti |
| Tralicci: H=20.5 cm (Tipo Pittini: 12/16/10) | |

16.4.2 Rigidezza flessionale della lastra

L'analisi è condotta per una lastra di larghezza 120 cm.

Sezione sullo sbalzo

| | | |
|---|---------------------------|---------------------------|
| Armatura superiore: | 4 ϕ 16 | $A_s = 8.04 \text{ cm}^2$ |
| Armatura inferiore: | 8 ϕ 12 | $A_s = 9.04 \text{ cm}^2$ |
| $n = E_a/E_c = 10$ | (coeff. omogeneizzazione) | |
| $A_{\text{rea}} A = (120 \times 6 / 10) + 9.04 + 8.04 = 89.08 \text{ cm}^2$ | | |

Momento statico rispetto al lembo inferiore:

$$S = (120 \times 6 \times 3.0/10) + 9.04 \times 4.00 + 8.04 \times 22.7 = 434.67 \text{ cm}^3$$

Baricentro:

$$Y_{\text{inf}} = S/A = 4.87 \text{ cm} \quad Y_{\text{sup}} = 17.83 \text{ cm}$$

Momento d'inerzia:

$$I = (1/12 \times 120/10 \times 6^3 + 120/10 \times 6 \times 1.87^2 + 9.04 \times 0.87^2 + 8.04 \times 17.83^2 = 3030.6 \text{ cm}^4$$

Sezione tra le travi metalliche

| | |
|---|---------------------------|
| Armatura superiore: 4 ϕ 16 | $A_s = 8.04 \text{ cm}^2$ |
| Armatura inferiore: 8 ϕ 12 | $A_s = 9.04 \text{ cm}^2$ |
| $n = E_a/E_c = 10$ | (coeff. omogeneizzazione) |
| $A_{\text{rea}} A = (120 \times 6 / 10) + 9.04 + 8.04 = 89.08 \text{ cm}^2$ | |

Momento statico rispetto al lembo inferiore:

$$S = (120 \times 6 \times 3.0/10) + 9.04 \times 3.60 + 8.04 \times 22.70 = 431.05 \text{ cm}^3$$

Baricentro:

$$Y_{\text{inf}} = S/A = 4.83 \text{ cm} \quad Y_{\text{sup}} = 17.87 \text{ cm}$$

Momento d'inerzia:

$$I = 1/12 \times 120/10 \times 6^3 + 120/10 \times 6 \times 1.83^2 + 9.04 \times 1.23^2 + 8.04 \times 17.87^2 = 3038.26 \text{ cm}^4$$

Sezione su asole travi

Armatura superiore: 4 ϕ 16 $A_s = 8.04 \text{ cm}^2$
Armatura inferiore: 8 ϕ 12 $A_s = 9.04 \text{ cm}^2$
 $n = E_a/E_c = 10$ (coeff. omogeneizzazione)
Area $A = 17.08 \text{ cm}^2$
Interassi correnti = 18.7 cm
 $S = 8.04 \times 18.7 = 150.35 \text{ cm}^3$

Baricentro:

$$Y_{inf} = S/A = 8.81 \text{ cm} \qquad Y_{sup} = 9.82 \text{ cm}$$

Momento d'inerzia:

$$I = 9.04 \times 8.812 + 8.04 \times 9.822 = 1477 \text{ cm}^4$$

16.4.3 Dati di carico

L'analisi dei carichi e delle sollecitazioni è condotta per una striscia di larghezza pari a 1.20 m.

Peso proprio lastra prefabbricata: $P1 = 0.06 \times 1.20 \times 25.00 = 1.8 \text{ kN/m}$
Peso del getto di completamento: $P2 = 0.25 \times 1.20 \times 25 = 7.50 \text{ kN/m}$
Peso dei mezzi d'opera: $p = 1.00 \text{ kN/m}^2$ $P3 = 1.00 \times 1.2 = 1.20 \text{ kN/m}$

Si considerano 4 step di carico:

1. Getto di una porzione degli sbalzi laterali (2.5 m a cavallo degli appoggi sulle travi).
2. Ad avvenuta sufficiente maturazione del getto di fase 1 (almeno il 70% di R_{ck}), avanzamento dei mezzi d'opera e del getto in campata.
3. Ad avvenuta sufficiente maturazione del getto di fase 2 (almeno il 70% di R_{ck}), avanzamento dei mezzi d'opera e del getto nelle porzioni rimanenti degli sbalzi mediante messa in opera delle velette.
4. Soletta completamente gettata

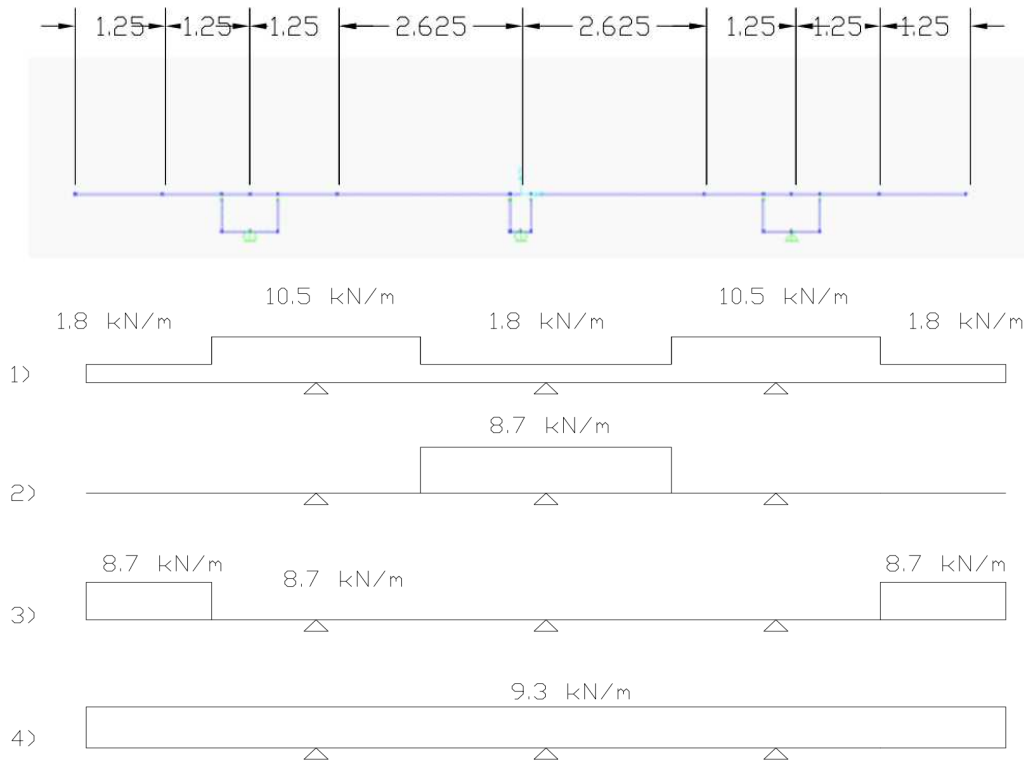
Il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato in automatico mediante il programma di calcolo SAP2000 della Computers and Structures i cui tabulati sono nell'allegato specifico.

16.4.4 Sezioni di verifica

Le sezioni di verifica sono le seguenti:

1. sezione in asse appoggio;
2. sezione a filo getto che avviene nel 1° step;
3. sezione in mezzzeria.

16.4.5 Verifica dello stato tensionale



1) Step 1: getto di una porzione degli sbalzi laterali.

1) In asse appoggio lato marciapiede (sezione asolata):

$$M_a = -7.11 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

Sforzo nei correnti dei tralicci:

$$H = 0.187 \text{ m}$$

$$N = M_a/H = \pm 38.02 \text{ kN} \quad \text{-SLE}$$

Verifica correnti superiori (4 ϕ 16):

$$\sigma_{a2} = N/A = -38.02 \times 10 / (4 \times 2.01) = -47.29 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad \text{-SLE}$$

Verifica correnti inferiori (8 ϕ 12):

$$l_0 = 20 \text{ cm}; i = 1.2/4 = 0.3; \lambda = 20/0.3 = 66.67 \quad \omega = 1.53 \text{ (DIN 4114)}$$

$$\sigma_{a0} = (1.53 \times 38.02 \times 10) / (8 \times 1.13) = 64.35 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad \text{-SLE}$$

Nelle zone interessate dai coprigiunti bullonati, con correnti inferiori dei tralicci rialzati e quindi con tralicci di altezza ridotta, si ha:

$$H = 0.15 \text{ m (interesse correnti per traliccio ribassato)}$$

$$N = M/H = \pm 7.11/0.15 = 47.4 \text{ kN} \quad \text{-SLE}$$

Verifica correnti superiori (4 ϕ 16):

$$\sigma = N/A = 47.4 \times 10 / (4 \times 2.01) = 58.96 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa} \text{ -SLE}$$

Verifica correnti inferiori (8 ϕ 20):

La verifica è condotta per i conci con asola maggiore

$$L_0 = 80 \text{ cm}; i = 2.0/4 = 0.5; \lambda = 80/0.5 = 160 \quad \omega = 6.48 \text{ (DIN 4114)}$$

$$\sigma = (6.48 \times 47.4 \times 10) / (8 \times 3.14) = 122.28 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa} \text{ -SLE}$$

Verifica di stabilità diagonali ($A_d = 8 \phi$ 10)

Il taglio massimo vale: $T = 11.18 \text{ kN}$

$$\alpha \approx 68^\circ; \quad \beta = 8^\circ \quad L_0 = 18.7 / (\sin \alpha \times \cos \beta) = 20.37 \text{ cm}$$

Con staffe ϕ 10 si ottiene: $i = 1.0/4 = 0.25; \lambda = 20.37/0.25 = 81.50; \omega = 1.83 \text{ (DIN 4114)}$

$$N = 11.18 / (8 \times \sin \alpha \times \cos \beta) = 1.53 \text{ kN}$$

$$\sigma = (1.83 \times 1.53 \times 10) / 0.785 = 35.67 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

2) a filo getto di 1° step (sezione con predalle):

$$M_a = -1.41 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 6 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_2 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 0.18 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} \text{ (predalle)} = 45 \text{ MPa}) \text{ -SLE}$$

$$\sigma_{a2} = -8.57 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = 0.95 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

3) in mezzeria (sezione con predalle)

$$M_c = 1.07 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 6 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_2 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 0.02 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} \text{ (predalle)} = 45 \text{ MPa}) \text{ -SLE}$$

$$\sigma_{a2} = 12.58 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = -1.39 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Verifica di stabilità correnti superiori ($A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2$; 4 ϕ 16):

$$L_0 = 20 \text{ cm}; i = 0.40; \lambda = 20/0.40 = 50 \quad \omega = 1.28 \text{ (DIN 4114)}$$

$$\sigma_{a2} = 1.28 \times 12.58 = 16.11 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa} \text{ -SLE}$$

2) Step 2: Ad avvenuta sufficiente maturazione del getto di step 1 (almeno il 70% di Rck) getto in campata

1) In asse appoggio lato marciapiede (sezione predalle + getto (Rck=0.7*45≅30 MPa)):

$$Ma = 1.78 \text{ kNm} \quad -\text{SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a3} = 24.12 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 16/10) \quad d_3 = 26.2 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_2 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 12.06 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 16/20) \quad d_1 = 6.8 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 0.12 \text{ MPa} < 14.94 \text{ MPa} \quad (\text{Rck (predalle+getto)} = 30 \text{ MPa}) \quad -\text{SLE}$$

$$\sigma_{a3} = 0.75 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2} = 0.03 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = -3.49 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = -3.90 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

2) a filo getto di 1° step (sezione predalle):

$$Ma = 5.56 \text{ kNm} \quad -\text{SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 6 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_2 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 0.55 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (\text{Rck (predalle)} = 45 \text{ MPa}) \quad -\text{SLE}$$

$$\sigma_{a2} = -1.56 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = -24.16 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

3) in mezzeria (sezione predalle (Rck=45MPa)):

$$Ma = 6.69 \text{ kNm} \quad -\text{SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 6 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_2 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 0.08 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (\text{Rck (predalle)} = 45 \text{ MPa}) \quad -\text{SLE}$$

$$\sigma_{a2} = 40.67 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = -4.51 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Verifica di stabilità correnti superiori ($A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2$: 4 ϕ 16):

$$L_0 = 20 \text{ cm}; i = 0.40; \lambda = 20/0.40 = 50 \quad \omega = 1.28 \quad (\text{DIN 4114})$$

$$\sigma_{a2} = 1.28 \times 40.67 = 52.06 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad -\text{SLE}$$

3) Step 3: Ad avvenuta sufficiente maturazione del getto di step 2 (almeno il 70% di Rck) getto degli sbalzi rimanenti

1) In asse appoggio lato marciapiede (sezione predalle + getto (Rck=45 MPa)):

$$Ma = -16.62 \text{ kNm} \quad -\text{SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a3} = 24.12 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 16/10) \quad d_3 = 26.2 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_2 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 12.06 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 16/20) \quad d_1 = 6.8 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 1.00 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (\text{Rck (predalle+getto)} = 45 \text{ MPa}) \text{ -SLE}$$

$$\sigma_{a3} = -24.97 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2} = -19.62 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = 6.51 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = 9.56 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

2) a filo getto di 1° step (sezione predalle (Rck=45 MPa)):

$$Ma = -10.09 \text{ kNm} \quad -\text{SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 6 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_2 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 1.30 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (\text{Rck (predalle)} = 45 \text{ MPa}) \text{ -SLE}$$

$$\sigma_{a2} = -60.77 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = 6.72 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

3) in mezzzeria (sezione predalle + getto (Rck=30 MPa)):

$$Ma = 8.90 \text{ kNm} \quad -\text{SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a3} = 12.06 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 16/20) \quad d_3 = 26.2 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_2 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 12.06 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 16/20) \quad d_1 = 6.8 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 0.62 \text{ MPa} < 14.94 \text{ MPa} \quad (\text{Rck (predalle+getto)} = 30 \text{ MPa}) \text{ -SLE}$$

$$\sigma_{a3} = 4.27 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2} = 0.59 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = -17.38 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = -19.49 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

4) Step 4: soletta completamente gettata

1) In asse appoggio lato marciapiede (sezione predalle + getto (Rck=45 MPa)):

$$M_a = -20.51 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

| | | |
|-------------------------------|------------------|-------------------------|
| $A_{a3} = 24.12 \text{ cm}^2$ | (1 ϕ 16/10) | $d_3 = 26.2 \text{ cm}$ |
| $A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2$ | (4 ϕ 16) | $d_2 = 22.7 \text{ cm}$ |
| $A_{a1} = 12.06 \text{ cm}^2$ | (1 ϕ 16/20) | $d_1 = 6.8 \text{ cm}$ |
| $A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2$ | (8 ϕ 12) | $d_0 = 3.60 \text{ cm}$ |

$$\sigma_c = 1.24 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (\text{Rck (predalle+getto)} = 45 \text{ MPa}) \text{-SLE}$$

$$\sigma_{a3} = -30.81 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2} = -24.21 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = 8.03 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = 11.80 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

2) a filo getto di 1° step (sezione predalle (Rck=45 MPa)):

$$M_a = -7.27 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

| | | |
|-------------------------------|------------------|-------------------------|
| $A_{a3} = 12.06 \text{ cm}^2$ | (1 ϕ 16/20) | $d_3 = 26.2 \text{ cm}$ |
| $A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2$ | (4 ϕ 16) | $d_2 = 22.7 \text{ cm}$ |
| $A_{a1} = 12.06 \text{ cm}^2$ | (1 ϕ 16/20) | $d_1 = 6.8 \text{ cm}$ |
| $A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2$ | (8 ϕ 12) | $d_0 = 3.60 \text{ cm}$ |

$$\sigma_c = 0.54 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (\text{Rck (predalle)} = 45 \text{ MPa}) \text{-SLE}$$

$$\sigma_{a3} = -17.96 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2} = -14.49 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = 2.50 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = 4.49 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

3) in mezzzeria (sezione predalle + getto (Rck=45MPa)):

$$M_a = 3.94 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

| | | |
|-------------------------------|------------------|-------------------------|
| $A_{a3} = 12.06 \text{ cm}^2$ | (1 ϕ 16/20) | $d_3 = 26.2 \text{ cm}$ |
| $A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2$ | (4 ϕ 16) | $d_2 = 22.7 \text{ cm}$ |
| $A_{a1} = 12.06 \text{ cm}^2$ | (1 ϕ 16/20) | $d_1 = 6.8 \text{ cm}$ |
| $A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2$ | (8 ϕ 12) | $d_0 = 3.60 \text{ cm}$ |

$$\sigma_c = 0.28 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck}(\text{predalle+getto}) = 45\text{MPa}) \text{ -SLE}$$

$$\sigma_{a3} = 1.89 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2} = 0.26 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = -7.70 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = -8.63 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

16.4.6 Sovrapposizione degli effetti (1+2+3 step)

Come anticipato nel par. 14.1, nell'ambito della 1° fase si prevedono diversi step di carico a cui corrispondono ulteriori sezioni resistenti differenti, Pertanto, si effettua la verifica di ciascuna sezione e si sommano gli effetti (tensioni: positive quelle di compressione) prodotti dalle diverse situazioni di carico (step 1, 2 e 3):

1) In asse appoggio lato marciapiede

$$\sigma_{c,1 \text{ fase}} = \sigma_{c,1 \text{ step}} + \sigma_{c,2 \text{ step}} + \sigma_{c,3 \text{ step}} = 0.00 + 0.12 + 1.00 = 1.12 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a3,1 \text{ fase}} = \sigma_{a3,1 \text{ step}} + \sigma_{a3,2 \text{ step}} + \sigma_{a3,3 \text{ step}} = 0.00 + 0.75 - 24.97 = -24.22 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2,1 \text{ fase}} = \sigma_{a2,1 \text{ step}} + \sigma_{a2,2 \text{ step}} + \sigma_{a2,3 \text{ step}} = -47.29 + 0.03 - 19.62 = -66.88 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1,1 \text{ fase}} = \sigma_{a1,1 \text{ step}} + \sigma_{a1,2 \text{ step}} + \sigma_{a1,3 \text{ step}} = 0.00 - 3.49 + 6.51 = 3.02 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0,1 \text{ fase}} = \sigma_{a0,1 \text{ step}} + \sigma_{a0,2 \text{ step}} + \sigma_{a0,3 \text{ step}} = 64.35 - 3.90 + 9.56 = 70.01 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

2) a filo getto di 1° step

$$\sigma_{c,1 \text{ fase}} = \sigma_{c,1 \text{ step}} + \sigma_{c,2 \text{ step}} + \sigma_{c,3 \text{ step}} = 0.18 + 0.55 + 1.30 = 2.03 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a3,1 \text{ fase}} = \sigma_{a3,1 \text{ step}} + \sigma_{a3,2 \text{ step}} + \sigma_{a3,3 \text{ step}} = 0.00 + 0.00 + 0.00 = 0.00 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2,1 \text{ fase}} = \sigma_{a2,1 \text{ step}} + \sigma_{a2,2 \text{ step}} + \sigma_{a2,3 \text{ step}} = -8.57 - 1.56 - 60.77 = -70.90 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1,1 \text{ fase}} = \sigma_{a1,1 \text{ step}} + \sigma_{a1,2 \text{ step}} + \sigma_{a1,3 \text{ step}} = 0.00 + 0.00 + 0.00 = 0.00 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0,1 \text{ fase}} = \sigma_{a0,1 \text{ step}} + \sigma_{a0,2 \text{ step}} + \sigma_{a0,3 \text{ step}} = 0.95 - 24.16 + 6.72 = -16.49 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

3) in mezzeria

$$\sigma_{c,1 \text{ fase}} = \sigma_{c,1 \text{ step}} + \sigma_{c,2 \text{ step}} + \sigma_{c,3 \text{ step}} = 0.02 + 0.08 + 0.62 = 0.72 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a3,1 \text{ fase}} = \sigma_{a3,1 \text{ step}} + \sigma_{a3,2 \text{ step}} + \sigma_{a3,3 \text{ step}} = 0.00 + 0.00 + 4.27 = 4.27 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2,1 \text{ fase}} = \sigma_{a2,1 \text{ step}} + \sigma_{a2,2 \text{ step}} + \sigma_{a2,3 \text{ step}} = 12.58 + 40.67 + 0.59 = 53.84 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1,1 \text{ fase}} = \sigma_{a1,1 \text{ step}} + \sigma_{a1,2 \text{ step}} + \sigma_{a1,3 \text{ step}} = 0.00 + 0.00 - 17.38 = -17.38 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0,1 \text{ fase}} = \sigma_{a0,1 \text{ step}} + \sigma_{a0,2 \text{ step}} + \sigma_{a0,3 \text{ step}} = -1.39 - 4.51 - 19.49 = -25.39 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

16.4.7 Verifica a fessurazione

Tale verifica viene condotta solo a getto ultimato (Step 4):

1) In asse appoggio lato marciapiede (sezione predalle + getto (Rck=45 MPa)):

$$Ma = -20.51 \text{ kNm} \quad -\text{SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a3} = 24.12 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 16/10) \quad d_3 = 26.2 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_2 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 12.06 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 16/20) \quad d_1 = 6.8 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$Wk = 0.025 \text{ mm}$$

2) a filo getto di 1° step (sezione predalle + getto (Rck=45 MPa)):

$$Ma = -7.27 \text{ kNm} \quad -\text{SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a3} = 24.12 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 16/10) \quad d_3 = 26.2 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_2 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 12.06 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 16/20) \quad d_1 = 6.8 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$Wk = 0.026 \text{ mm}$$

3) in mezzeria (sezione predalle + getto (Rck=45 MPa)):

$$Ma = 3.94 \text{ kNm} \quad -\text{SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a3} = 24.12 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 16/10) \quad d_3 = 26.2 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_2 = 22.7 \text{ cm}$$

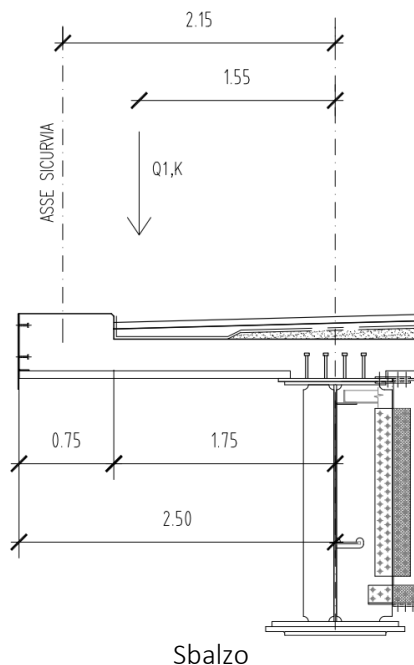
$$A_{a1} = 12.06 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 16/20) \quad d_1 = 6.8 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$Wk = 0.00 \text{ mm}$$

16.5 VERIFICA IN 2° FASE (SEZIONE CORRENTE)

16.5.1 Sbalzo lato cordolo



16.5.1.1 Carichi permanenti portati

| Sbalzo lato cordolo - Analisi dei carichi per 1 m di soletta | | | |
|--|--------------|-------|--------------|
| | P (kN) | B (m) | M (kNm) |
| Marcia piede: (0.20 x 0.75 x 25) | 3.75 | 2.15 | 8.07 |
| Pavimentazione: (3.0 x 1.75) | 5.25 | 0.88 | 4.60 |
| Barriere sicurvia | 1.5 | 2.15 | 3.23 |
| TOTALE | 10.50 | | 15.90 |

16.5.1.2 Sovraccarichi

Carico mobile

Lo schema di carico scelto è il peggiore tra i seguenti:

Carico1

I carichi mobili concentrati si ipotizzano agenti su di un'area equivalente che si ricava dalla effettiva area di contatto del singolo carico sulla pavimentazione (0.4x0.4 m); fornita dalle norme), ipotizzando una diffusione a 45° fino al piano medio della soletta (circa 0.80 x 0.80 m).

$$Q1k = 2 \times 150 \text{ kN}$$

Carico2

I carichi mobili concentrati si ipotizzano agenti su di un'area equivalente che si ricava dalla effettiva area di contatto del singolo carico sulla pavimentazione (0.6m; dir. trasversale x0.35 m; dir. longitudinale), ipotizzando una diffusione a 45° fino al piano medio della soletta (circa 1.00 x 0.75 m).

$$Q1k = 1 \times 200 \text{ kN}$$

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Dal calcolo con modello a shell si ha:

Mezzeria impalcato-esercizio

Mmin = -127.04 kNm/m;

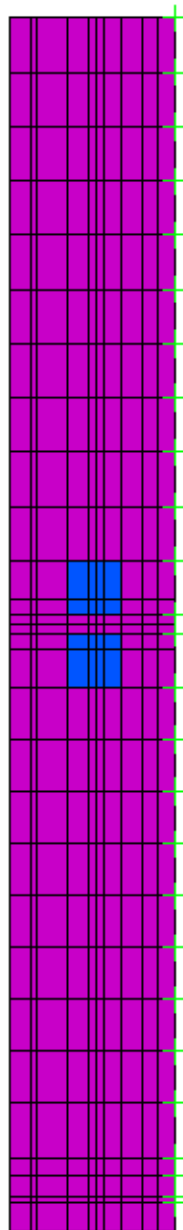
T = 148.62 kN/m

Mezzeria impalcato-fatica

Mmin = -81.30 kNm/m;

T = 93.62 kN/m

← 2.500 →
—→



16.5.1.3 Momento dovuto all'urto di un veicolo in svio

I scurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati per un'azione orizzontale trasversale non inferiore a 100 kN, distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota h, misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h1, h2, dove h1 = (altezza della barriera – 0,10 m), h2 = 1,00 m.

$$M_u = 100 \times [(1.00 + 0.11 + (0.31/2))] = 127 \text{ kNm} \quad \text{-rispetto al piano medio della soletta}$$

Supponendo una ripartizione a 45° dal punto di applicazione verso il piano medio della soletta e considerando un'impronta di carico di 0.50 m si ha il seguente momento a metro lineare:

$$M_u = 127 / (0.5 + 2 * (1.00 + 0.11 + 0.31/2)) = 41.78 \text{ kN/m/m}$$

16.5.1.4 Riepilogo sollecitazioni

Sommando gli effetti dei carichi permanenti e dei sovraccarichi si ottiene, per una striscia di lunghezza pari a 1.20 m:

$$\text{SLE} - M_{2 \text{ fase}} = 1.2 * [1 * (M_p + M_s)] = 1.2 * [1.00 * (-15.90 - 127.04)] = -171.53 \text{ kNm};$$

$$\text{QP} - M_{2 \text{ fase}} = 1.2 * 1 * M_p = 1.2 * 1.00 * (-15.90) = -19.08 \text{ kNm};$$

$$\text{FR} - M_{2 \text{ fase}} = 1.2 * (1 * M_p + 0.75 * M_s) = 1.2 * (-1 * 15.90 - 0.75 * 127.04) = -133.42 \text{ kNm};$$

16.5.1.5 Verifica dello stato tensionale

$$M = -171.53 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a3} = 24.12 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 16/10) \quad d_3 = 26.2 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_2 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 12.06 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 16/20) \quad d_1 = 6.8 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_{c,2 \text{ fase}} = 10.36 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{a3,2 \text{ fase}} = -257.70 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2,2 \text{ fase}} = -202.51 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1,2 \text{ fase}} = 67.15 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0,2 \text{ fase}} = 98.69 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

16.5.1.6 Sovrapposizione degli effetti (1 fase+2 fase)

$$\sigma_c = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase}} = 1.12 + 10.36 = 11.48 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{a3} = \sigma_{a3,1 \text{ fase}} + \sigma_{a3,2 \text{ fase}} = -24.22 - 257.70 = -281.92 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2} = \sigma_{a2,1 \text{ fase}} + \sigma_{a2,2 \text{ fase}} = -66.88 - 202.51 = -269.39 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = \sigma_{a1,1 \text{ fase}} + \sigma_{a1,2 \text{ fase}} = 3.02 + 67.15 = 70.17 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = \sigma_{a0,1 \text{ fase}} + \sigma_{a0,2 \text{ fase}} = 70.01 + 98.69 = 168.7 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

16.5.1.7 Verifica a fessurazione

La verifica a fessurazione condotta in 1° fase, con getto della soletta ultimata, ha prodotto una fessura pari a 0.025 mm.

Nella verifica a fessurazione in 2° fase si ha:

$$M = -133.42 \text{ kNm} \quad -FR$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a3} = 24.12 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 16/10) \quad d_3 = 26.2 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_2 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 12.06 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 16/20) \quad d_1 = 6.8 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$w_k = 0.194 \text{ mm}$$

Pertanto, la fessura totale è pari a:

$$w_k = w_{k,1, \text{fase}} + w_{k,2, \text{fase}} = 0.025 + 0.194 = 0.219 \text{ mm} < 0.30 \text{ mm}$$

16.5.1.8 Verifica a fatica

La combinazione, denominata di base nel par. 15.3.4.3, è rappresentata dal peso proprio della predalle + peso del getto, le cui tensioni sono riportate nelle verifiche in 1° fase, dalle opere di finitura ($M_{fin} = -1.2 * 15.90 \text{ kNm}$) le cui tensioni sono prodotte in 2° fase:

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a3} = 24.12 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 16/10) \quad d_3 = 26.2 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_2 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 12.06 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 16/20) \quad d_1 = 6.8 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_{c, \text{base}} = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase, fin}} = 1.12 + 1.15 = 2.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a3, \text{base}} = \sigma_{a3,1 \text{ fase}} + \sigma_{a3,2 \text{ fase, fin}} = -24.22 - 28.67 = -52.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2, \text{base}} = \sigma_{a2,1 \text{ fase}} + \sigma_{a2,2 \text{ fase, fin}} = -66.88 - 22.53 = -89.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1, \text{base}} = \sigma_{a1,1 \text{ fase}} + \sigma_{a1,2 \text{ fase, fin}} = 3.02 + 7.47 = 10.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0, \text{base}} = \sigma_{a0,1 \text{ fase}} + \sigma_{a0,2 \text{ fase, fin}} = 70.01 + 10.98 = 80.99 \text{ MPa}$$

L'azione ciclica prodotta dai carichi mobili ($M = -1.2 * 81.30 \text{ kNm}$), definiti sempre in precedenza, produce le seguenti escursioni di tensione:

$$\sigma_{c, \text{max, ciclica}} = 4.91 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{\text{max, ciclica, a3}} = -122.13 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{\text{max, ciclica, a2}} = -95.97 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{\text{max, ciclica, a1}} = 31.83 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{\text{max, ciclica, a0}} = 46.77 \text{ MPa}$$

La verifica a fatica dell'armatura consiste nel confrontare l'escursione di tensione con il valore limite definito nel par. 14.3.4.3:

$$\Delta_{smax,a3} = -122.13 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta_{smax,a2} = -95.97 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta_{smax,a1} = 31.83 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta_{smax,a0} = 46.77 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

Le verifica a fatica del calcestruzzo consiste nel verificare che:

$$(\sigma_{c,max,ciclica} + \sigma_{c,base}) \leq 0.5 * f_{cd,fat} + 0.45 * \sigma_{c,min} \Rightarrow 7.18 \text{ MPa} < 0.5 * 22.41 + 0.45 * 2.27 = 12.22 \text{ MPa}$$

16.5.1.9 Verifica dello stato limite ultimo

Come anticipato nel par. 15.1 nelle verifiche allo stato limite ultimo, poiché il legame costitutivo del materiale è di tipo non lineare, non si può applicare il principio di sovrapposizione degli effetti e dunque si considera la soletta realizzata in un'unica fase con il peso proprio, le opere di finitura e i carichi accidentali agenti contemporaneamente:

Sollecitazioni

$$\text{STR} \quad - M = 1.2 * [1.35 * (M_{sol} + M_p + M_s)] = 1.2 * [1.35 * (-24.22 - 15.90 - 127.08)] = -270.86 \text{ kNm};$$

$$\text{URTO} \quad - M = 1.2 * (1.0 * (M_{sol} + M_p + M_s + M_u)) = 1.20 * (-24.22 - 15.90 - 127.08 - 41.78) = -250.78 \text{ kNm};$$

$$\text{STR} \quad - T = 1.2 * 1.35 * (T_{sol} + T_p + T_s) = 1.2 * 1.35 * (19.38 + 10.50 + 148.62) = 289.17 \text{ kN}$$

Verifica

$$M = -270.86 \text{ kNm}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a3} = 24.12 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 16/10) \quad d_3 = 26.2 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_2 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 12.06 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 16/20) \quad d_1 = 6.8 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$M_{rd} = 288.77 \text{ kNm} > 270.86 \text{ kNm}$$

16.5.1.10 Verifica a taglio

| Verifica a taglio | | | |
|---|-------------|-------------------|-------------------------|
| Elementi senza armatura trasversale a taglio | | | |
| - Verifica del conglomerato | | | |
| $VRd = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot bw \cdot d =$ | 207.55 | kN | |
| $VEd = T / \cos \beta$ | $\beta = 8$ | 289.17 kN | NO |
| con: | | | |
| $K = 1 + (200/d)^{1/2} =$ | 1.917 | | ≤ 2 |
| $Rck =$ | 45 | N/mm ² | |
| $v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} =$ | 0.568 | N/mm ² | |
| $f_{ck} = 0,83 \cdot Rck =$ | 37.35 | N/mm ² | |
| $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$ | 21.17 | N/mm ² | |
| $\rho_1 = A_{sl} / (bw \cdot d) =$ | 0.00845 | | $\leq 0,02$ |
| $d =$ | 238 | mm | |
| $H =$ | 310 | mm | |
| $bw =$ | 1200 | mm | |
| $A_{sl} =$ | 2412 | mm ² | |
| $N_{Ed} =$ | 0.00 | kN | |
| $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$ | 0.000 | N/mm ² | $\leq 0,2 \cdot f_{cd}$ |
| Occorre armare a taglio. La verifica viene condotta con le armature diagonale del traliccio | | | |

| Verifiche allo stato limite ultimo di taglio | | | |
|---|------------------------|----------------------|--------------------|
| Materiali (Unità N,mm) | | | |
| Calcestruzzo | | Acciaio | |
| $Rck =$ | 45 | $f_{yk} =$ | 450 |
| $f_{ck} =$ | 37.35 | $f_{ywd} =$ | 391.3 |
| $f_{cd} =$ | 21.17 | | |
| $f_{ctd} =$ | 1.56 | | |
| Sezione da verificare | | | |
| Altezza trave | | 310 | mm |
| Copriferro staffe | | 40 | mm |
| Larghezza netta resistente a taglio | | 1200 | mm |
| Diametro diagonali | | 10 | (4 ϕ 10/200) |
| Bracci | | 8 | |
| Interasse | | 200 | mm |
| Area staffe al metro | | 3.14 | cm ² /m |
| $\cot \alpha$ | $\alpha = 68.00^\circ$ | 0.40 | |
| $\cot \theta$ | $\theta = 40.00^\circ$ | 1.19 | |
| Verifiche allo s.l.u. per taglio | | VR,d > VEd | |
| Taglio di calcolo V_{Ed} | | 289.17 kN | |
| V _{rcd} | | 3028.71 kN | |
| V _{rsd} | | 441.99 kN | |
| VRd=min[V_{rcd};V_{rsd}] | | ok | 441.99 kN |

16.5.2 Campata

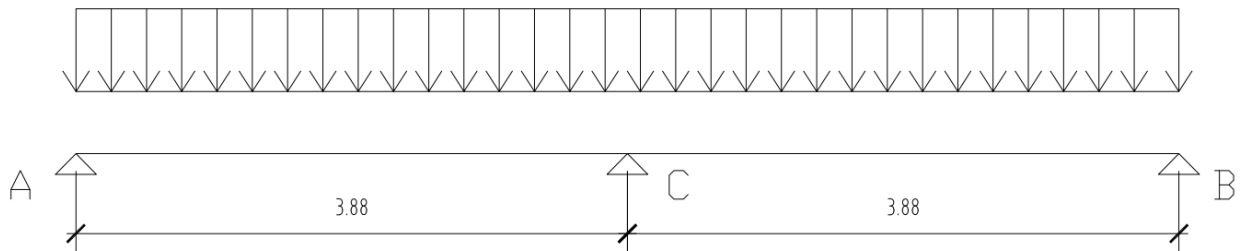
16.5.2.1 Carichi permanenti

La soletta viene schematizzata come trave continua su tre appoggi.

$$p = 3 \text{ kN/mq}$$

$$M_A = -15.90 \text{ kNm/m lato cordolo sx} \quad \text{vedi par. 15.5.1}$$

$$M_B = -15.90 \text{ kNm/m lato cordolo dx} \quad \text{vedi par. 15.5.1}$$



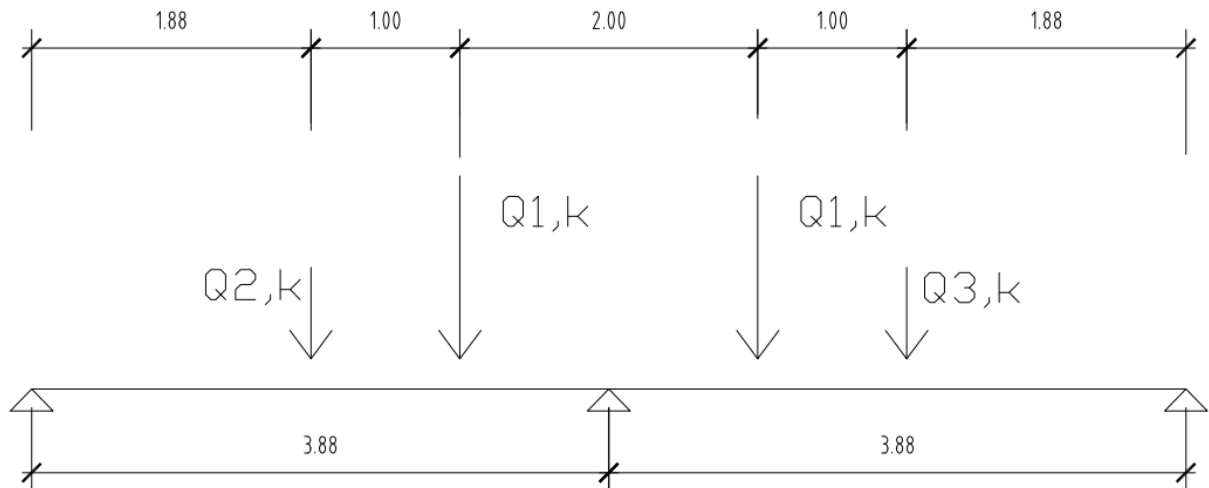
$$T_{A-B} = 10.41 \text{ kN/m}$$

$$T_C = 1.20 \text{ kN/m}$$

$$M_C = 2.25 \text{ kNm/m}$$

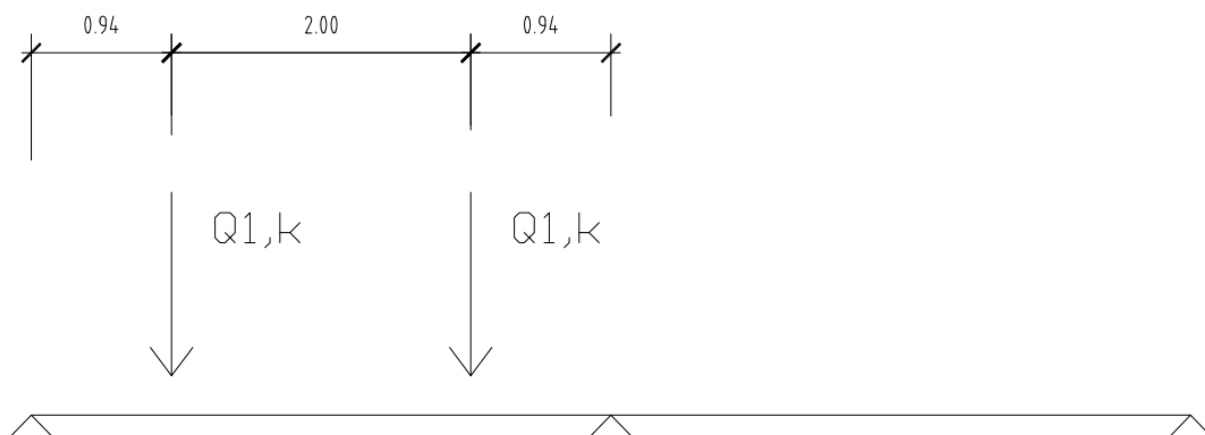
16.5.2.2 Sovraccarichi

Ai fini del calcolo della soletta di impalcato fra le travi si prende in considerazione, nella posizione di volta in volta più gravosa per la sezione considerata, gli effetti del seguente carico:



Disposizione dell'accidentale che massimizza le sollecitazioni di taglio e flettenti sull'appoggio centrale

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO



Disposizione dell'accidentale che massimizza le sollecitazioni flettenti in campata

Carico mobile $Q_{1,k}$, composto da 2 file di 2 ruote ciascuna da 150 kN di peso e da un carico uniformemente pari a 9 kN/mq distribuito su una corsia di 3 m, affiancato da un secondo carico $Q_{2,k}$, composto da 2 file di 2 ruote ciascuna da 100 kN di peso e da un carico uniformemente pari a 2.5 kN/mq distribuito su una corsia di 3 m. Tutti i carichi sono disposti con il proprio asse longitudinale parallelamente all'asse longitudinale del viadotto.

$$Q_{1,k} = 2 \times 150 = 300 \text{ kN}$$

$$Q_{2,k} = 2 \times 100 = 200 \text{ kN}$$

$$q_{1,k} \text{ unif} = 9 \text{ kN/mq}$$

- su una larghezza pari a 3 m

$$q_{2,k} \text{ unif} = 2.5 \text{ kN/mq}$$

- sulla rimanente larghezza

Dal calcolo con modello a shell che massimizza le sollecitazioni sull'appoggio a metà impalcato si ha:

Mezzeria impalcato -esercizio

$$M_{\max} = 71.5 \text{ kNm/m;}$$

(campata)

$$M_{\min} = -92.5 \text{ kNm/m;}$$

$$T = 149.5 \text{ kN/m (appoggio trave centrale)}$$

Mezzeria impalcato - fatica

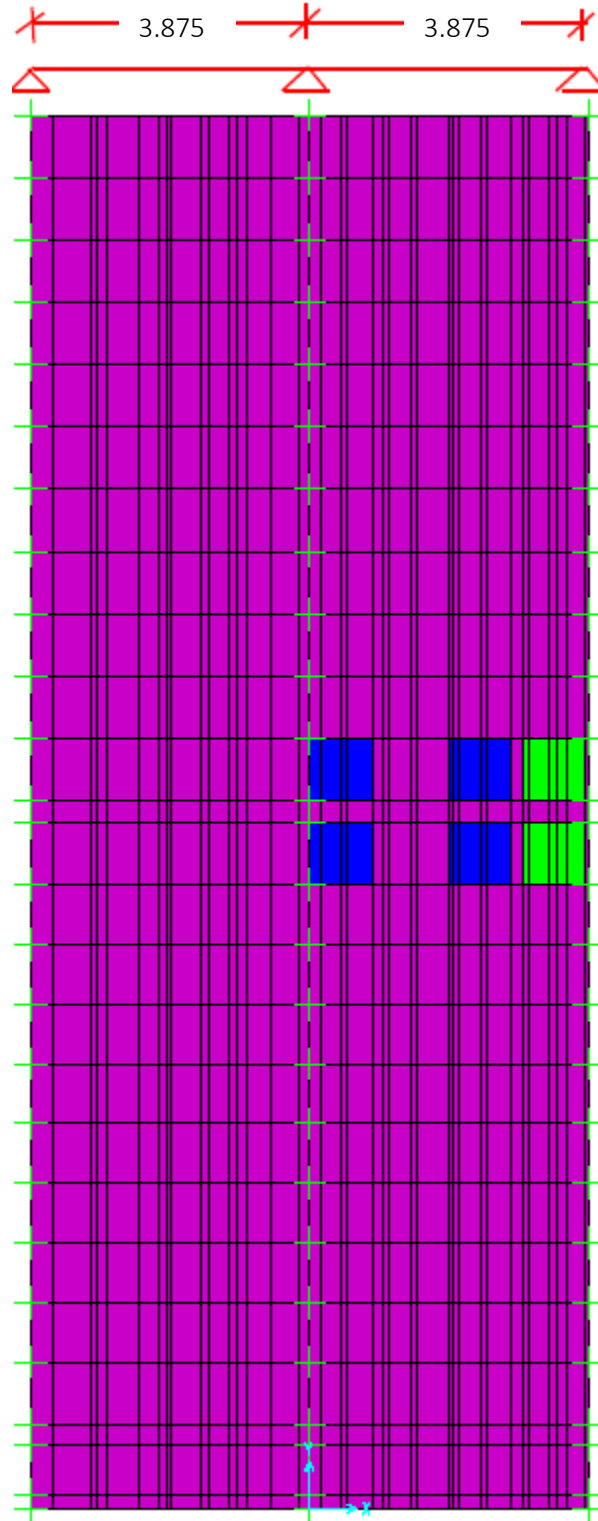
$$M_{\max} = 42.90 \text{ kNm/m;}$$

(campata)

$$M_{\min} = -55.5 \text{ kNm/m;}$$

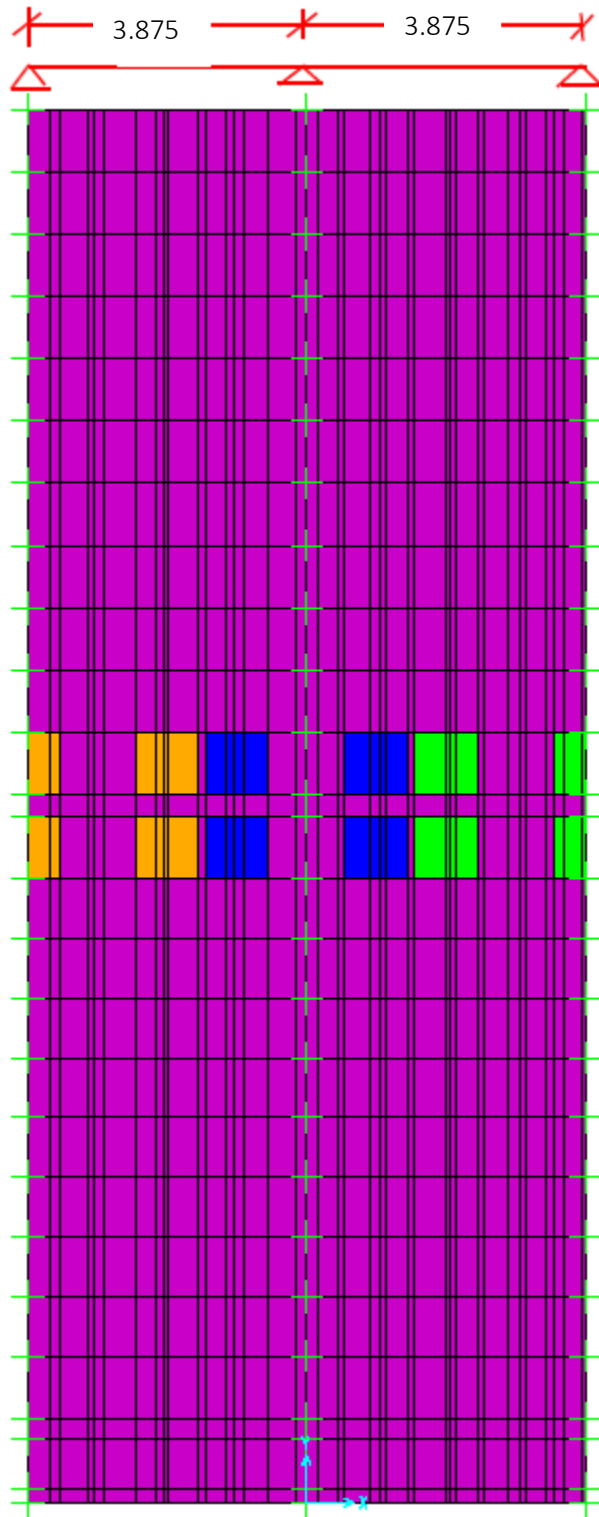
$$T = 89.7 \text{ kN/m (appoggio trave centrale)}$$

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO



Disposizione nel modello degli accidentali in campata

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO



Disposizione nel modello degli accidentali sull'appoggio centrale

16.5.2.3 Riepilogo sollecitazioni mezzzeria impalcato

Sommando gli effetti dei carichi permanenti e dei sovraccarichi si ottiene, per una striscia di lunghezza pari a 1.20 m:

Campata

$$\text{SLE} \quad - M_{2 \text{ fase}} = 1.20 \cdot (1.00 \cdot M_p + 1.00 \cdot M_s) = 1.2 \cdot (2.25 + 71.5) = 88.50 \text{ kNm};$$

$$\text{QP} \quad - M_{2 \text{ fase}} = 1.20 \cdot 1.00 \cdot M_p = 1.2 \cdot 2.25 = 2.70 \text{ kNm};$$

$$\text{FR} \quad - M_{2 \text{ fase}} = 1.20 \cdot (1.00 \cdot M_p + 0.75 \cdot M_s) = 1.2 \cdot (2.25 + 0.75 \cdot 71.5) = 67.05 \text{ kNm};$$

Appoggio centrale

$$\text{SLE} \quad - M_{2 \text{ fase}} = 1.20 \cdot (1.00 \cdot M_p + 1.00 \cdot M_s) = 1.2 \cdot (2.25 - 92.5) = -108.30 \text{ kNm};$$

$$\text{QP} \quad - M_{2 \text{ fase}} = 1.20 \cdot 1.00 \cdot M_p = 1.2 \cdot 2.25 = 2.70 \text{ kNm};$$

$$\text{FR} \quad - M_{2 \text{ fase}} = 1.20 \cdot (1.00 \cdot M_p + 0.75 \cdot M_s) = 1.2 \cdot (2.25 - 0.75 \cdot 92.5) = -80.55 \text{ kNm};$$

16.5.2.4 Mezzzeria impalcato - Verifica dello stato tensionale

Campata

$$M = 88.50 \text{ kNm} \quad -\text{SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a3} = 12.06 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 16/20) \quad d_3 = 26.2 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_2 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 12.06 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 16/20) \quad d_2 = 6.8 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_{c,2 \text{ fase}} = 6.18 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{a3,2 \text{ fase}} = 42.50 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2,2 \text{ fase}} = 5.91 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1,2 \text{ fase}} = -172.85 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0,2 \text{ fase}} = -193.76 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Appoggio centrale

$$M = -108.30 \text{ kNm} \quad -\text{SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a3} = 24.12 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 16/10) \quad d_3 = 26.2 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_2 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 12.06 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 16/20) \quad d_2 = 6.8 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_{c,2 \text{ fase}} = 6.57 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{a3,2 \text{ fase}} = -163.37 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2,2 \text{ fase}} = -128.38 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1,2 \text{ fase}} = 42.57 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0,2 \text{ fase}} = 62.57 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

16.5.2.5 Mezzeria impalcato - Sovrapposizione degli effetti (1 fase + 2 fase)

Campata

$$\sigma_{c,s} = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase}} = 0.72 + 6.18 = 6.90 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa}) \quad \text{-lembo superiore}$$

$$\sigma_{a3} = \sigma_{a3,1 \text{ fase}} + \sigma_{a3,2 \text{ fase}} = 4.27 + 42.50 = 46.77 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2} = \sigma_{a2,1 \text{ fase}} + \sigma_{a2,2 \text{ fase}} = 53.84 + 5.91 = 59.75 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = \sigma_{a1,1 \text{ fase}} + \sigma_{a1,2 \text{ fase}} = -17.38 - 172.85 = -190.23 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = \sigma_{a0,1 \text{ fase}} + \sigma_{a0,2 \text{ fase}} = -25.39 - 193.76 = -219.15 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Appoggio centrale

$$\sigma_{c,i} = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase}} = 1.12 + 6.57 = 7.69 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa}) \quad \text{-lembo inferiore}$$

$$\sigma_{a3} = \sigma_{a3,1 \text{ fase}} + \sigma_{a3,2 \text{ fase}} = -24.22 - 163.37 = -187.59 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2} = \sigma_{a2,1 \text{ fase}} + \sigma_{a2,2 \text{ fase}} = -66.88 - 128.38 = -195.26 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = \sigma_{a1,1 \text{ fase}} + \sigma_{a1,2 \text{ fase}} = 3.02 + 42.57 = 45.59 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = \sigma_{a0,1 \text{ fase}} + \sigma_{a0,2 \text{ fase}} = 70.01 + 62.57 = 132.58 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

16.5.2.6 Mezzeria impalcato - Verifica a fessurazione

Campata

La verifica a fessurazione condotta in 1° fase, con getto della soletta ultimata, ha prodotto una fessura pari a 0.00 mm.

Nella verifica a fessurazione in 2° fase si ha:

$$M = 67.05 \text{ kNm} \quad \text{-FR}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a3} = 12.06 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 16/20) \quad d_3 = 26.2 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_2 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 12.06 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 16/20) \quad d_2 = 6.8 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$w_k = 0.103 \text{ mm}$$

Pertanto, la fessura totale è pari a:

$$w_k = w_{k,1 \text{ fase}} + w_{k,2 \text{ fase}} = 0.00 + 0.103 = 0.103 \text{ mm} < 0.3 \text{ mm}$$

Appoggio centrale

La verifica a fessurazione condotta in 1° fase, con getto della soletta ultimata, ha prodotto una fessura pari a 0.025 mm.

Nella verifica a fessurazione in 2° fase si ha:

$$M = -80.98 \text{ kNm} \quad \text{-FR}$$

$$\begin{aligned}
 B &= 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm} \\
 A_{a3} &= 24.12 \text{ cm}^2 & (1\phi 16/10) & \quad d_3 = 26.2 \text{ cm} \\
 A_{a2} &= 8.04 \text{ cm}^2 & (4\phi 16) & \quad d_2 = 22.7 \text{ cm} \\
 A_{a1} &= 12.06 \text{ cm}^2 & (1\phi 16/20) & \quad d_2 = 6.8 \text{ cm} \\
 A_{a0} &= 9.04 \text{ cm}^2 & (8\phi 12) & \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$w_k = 0.099 \text{ mm}$$

Pertanto, la fessura totale è pari a:

$$w_k = w_{k,1, \text{fase}} + w_{k,2, \text{fase}} = 0.025 + 0.099 = 0.124 \text{ mm} < 0.3 \text{ mm}$$

16.5.2.7 Mezzeria impalcato - Verifica a fatica

Campata

La combinazione, denominata di base nel par. 15.3.1.3, è rappresentata dal peso proprio della predalle + peso del getto, le cui tensioni sono riportate nelle verifiche in 1° fase, dalle opere di finitura ($M_{fin}=1.2*2.25$ kNm) le cui tensioni sono prodotte in 2° fase:

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 A_{a3} &= 12.06 \text{ cm}^2 & (1\phi 16/20) & \quad d_3 = 26.2 \text{ cm} \\
 A_{a2} &= 8.04 \text{ cm}^2 & (4\phi 16) & \quad d_2 = 22.7 \text{ cm} \\
 A_{a1} &= 12.06 \text{ cm}^2 & (1\phi 16/20) & \quad d_2 = 6.8 \text{ cm} \\
 A_{a0} &= 9.04 \text{ cm}^2 & (8\phi 12) & \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\sigma_c = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase, fin}} = 0.72 + 0.19 = 0.91 \text{ MPa} \quad \text{- lembo superiore}$$

$$\sigma_{a3} = \sigma_{a3,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase, fin}} = 4.27 + 1.30 = 5.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2} = \sigma_{a2,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase, fin}} = 53.84 + 0.18 = 54.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = \sigma_{a1,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase, fin}} = -17.38 - 5.27 = -22.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = \sigma_{a0,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase, fin}} = -25.39 - 5.91 = -31.3 \text{ MPa}$$

L'azione ciclica prodotta dai carichi mobili ($M(+)=1.2*42.90$ kNm, definiti sempre nel par. 15.5.2.2, produce le seguenti escursioni di tensione:

$$\sigma_{c, \text{max, ciclica}(+)} = 3.59 \text{ MPa} \quad \text{- lembo superiore}$$

$$\sigma_{s, \text{max, ciclica, a3}(+)} = 24.72 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{s, \text{max, ciclica, a2}(+)} = 3.44 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{s, \text{max, ciclica, a1}(+)} = -100.55 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{s, \text{max, ciclica, a0}(+)} = -112.71 \text{ MPa};$$

La verifica a fatica dell'armatura consiste nel confrontare l'escursione di tensione con il valore limite definito nel par. 14.3.1.3:

$$\Delta S_{\text{max, a3}} = |\sigma_{s, \text{max, ciclica, a3}(+)}| = 24.72 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta S_{\text{max, a2}} = |\sigma_{s, \text{max, ciclica, a2}(+)}| = 3.44 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta S_{\text{max, a1}} = |\sigma_{s, \text{max, ciclica, a1}(+)}| = 100.55 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta S_{\text{max, a0}} = |\sigma_{s, \text{max, ciclica, a0}(+)}| = 112.71 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

Le verifica a fatica del calcestruzzo consiste nel verificare che:

$$(\sigma_{c,max,ciclica} + \sigma_{c,base}) \leq 0.5 \cdot f_{cd,fat} + 0.45 \cdot \sigma_{c,min} \Rightarrow 4.5 \text{ MPa} < 0.5 \cdot 22.41 + 0.45 \cdot 0.91 = 11.61 \text{ MPa}$$

Appoggio centrale

La combinazione, denominata di base nel par. 15.3.1.3, è rappresentata dal peso proprio della predalle + peso del getto, le cui tensioni sono riportate nelle verifiche in 1° fase, dalle opere di finitura ($M_{fin}=+1.2 \cdot 2.25$ kNm) le cui tensioni sono prodotte in 2° fase:

B = 120 cm; H = 31 cm

| | | |
|-------------------------------|------------------|-------------------------|
| $A_{a3} = 24.12 \text{ cm}^2$ | (1 ϕ 16/10) | $d_3 = 26.2 \text{ cm}$ |
| $A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2$ | (4 ϕ 16) | $d_2 = 22.7 \text{ cm}$ |
| $A_{a1} = 12.06 \text{ cm}^2$ | (1 ϕ 16/20) | $d_2 = 6.8 \text{ cm}$ |
| $A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2$ | (8 ϕ 12) | $d_0 = 3.60 \text{ cm}$ |

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase,fin}} = 1.12 + 0.00 = 1.12 \text{ MPa} && \text{- lembo inferiore} \\ \sigma_c &= \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase,fin}} = 0.00 + 0.18 = 0.18 \text{ MPa} && \text{- lembo superiore} \\ \sigma_{a3} &= \sigma_{a3,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase,fin}} = -24.22 + 1.14 = -23.08 \text{ MPa} \\ \sigma_{a2} &= \sigma_{a2,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase,fin}} = -66.88 + 0.05 = -66.83 \text{ MPa} \\ \sigma_{a1} &= \sigma_{a1,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase,fin}} = 3.02 - 5.29 = -2.27 \text{ MPa} \\ \sigma_{a0} &= \sigma_{a0,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase,fin}} = 70.01 - 5.91 = 64.1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

L'azione ciclica prodotta dai carichi mobili ($M(-) = -1.2 \cdot 55.5$ kNm), definiti sempre nel par. 15.5.2.2, produce le seguenti escursioni di tensione:

$$\begin{aligned} \sigma_{c,max,ciclica(-)} &= 4.02 \text{ MPa} && \text{- lembo inferiore} \\ \sigma_{smax,ciclica,a3(-)} &= -100.06 \text{ MPa} \\ \sigma_{smax,ciclica,a2(-)} &= -78.63 \text{ MPa} \\ \sigma_{smax,ciclica,a1(-)} &= 26.07 \text{ MPa} \\ \sigma_{smax,ciclica,a0(-)} &= 38.32 \text{ MPa} \end{aligned}$$

La verifica a fatica dell'armatura consiste nel confrontare l'escursione di tensione con il valore limite definito nel par. 14.3.1.3:

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_{smax,a3} &= |\sigma_{smax,ciclica,a3(-)}| = 100.06 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa} \\ \Delta \sigma_{smax,a2} &= |\sigma_{smax,ciclica,a2(-)}| = 78.63 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa} \\ \Delta \sigma_{smax,a1} &= |\sigma_{smax,ciclica,a1(-)}| = 26.07 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa} \\ \Delta \sigma_{smax,a0} &= |\sigma_{smax,ciclica,a0(-)}| = 38.32 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Le verifica a fatica del calcestruzzo consiste nel verificare che:

$$(\sigma_{c,max,ciclica} + \sigma_{c,base}) \leq 0.5 \cdot f_{cd,fat} + 0.45 \cdot \sigma_{c,min} \Rightarrow 5.14 \text{ MPa} < 0.5 \cdot 22.41 + 0.45 \cdot 1.12 = 11.70 \text{ MPa}$$

16.5.2.8 Mezzeria impalcato - Verifica dello stato limite ultimo

Come anticipato nel par. 15.1 nelle verifiche allo stato limite ultimo, poiché il legame costitutivo del materiale è di tipo non lineare, non si può applicare il principio di sovrapposizione degli effetti e dunque si considera la soletta realizzata in un'unica fase con il peso proprio, le opere di finitura ed i carichi accidentali agenti contemporaneamente:

Sollecitazioni

Campata

$$\text{STR} - M = 1.20 * [1.35 * (M_{\text{sol}} + M_p + M_s)] = 1.2 * [1.35 * (3.00 + 2.25 + 71.5)] = 124.34 \text{ kNm};$$

Appoggio centrale

$$\text{STR} - M = 1.20 * [1.35 * (M_{\text{sol}} + M_p + M_s)] = 1.2 * [1.35 * (3.00 + 2.25 - 92.5)] = -141.35 \text{ kNm};$$

$$\text{STR} - T = 1.20 * 1.35 * (T_{\text{sol}} + T_p + T_s) = 1.2 * 1.35 * (9.50 + 1.20 + 149.5) = 259.53 \text{ kN}$$

Verifica

Campata

$$M = 124.34 \text{ kNm} \quad \text{-STR}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

| | | |
|-------------------------------|------------------|-------------------------|
| $A_{a3} = 12.06 \text{ cm}^2$ | (1 ϕ 16/20) | $d_3 = 26.2 \text{ cm}$ |
| $A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2$ | (4 ϕ 16) | $d_2 = 22.7 \text{ cm}$ |
| $A_{a1} = 12.06 \text{ cm}^2$ | (1 ϕ 16/20) | $d_2 = 6.8 \text{ cm}$ |
| $A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2$ | (8 ϕ 12) | $d_0 = 3.60 \text{ cm}$ |

$$M_{rd} = 203.66 \text{ kNm} > 124.34 \text{ kNm}$$

Appoggio centrale

$$M = -141.35 \text{ kNm} \quad \text{-STR}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

| | | |
|-------------------------------|------------------|-------------------------|
| $A_{a3} = 24.12 \text{ cm}^2$ | (1 ϕ 16/10) | $d_3 = 26.2 \text{ cm}$ |
| $A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2$ | (4 ϕ 16) | $d_2 = 22.7 \text{ cm}$ |
| $A_{a1} = 12.06 \text{ cm}^2$ | (1 ϕ 16/20) | $d_2 = 6.8 \text{ cm}$ |
| $A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2$ | (8 ϕ 12) | $d_0 = 3.60 \text{ cm}$ |

$$M_{rd} = 288.77 \text{ kNm} > 141.35 \text{ kNm}$$

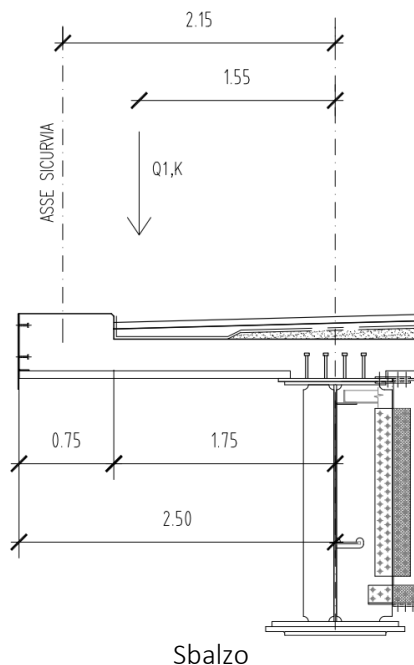
16.5.2.9 Mezzeria soletta - Verifica a taglio

| Elementi senza armatura trasversale a taglio | | | |
|---|---------------|-------------------|-------------------------|
| - Verifica del conglomerato | | | |
| $VRd = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot bw \cdot d =$ | 207.55 | kN | |
| VEd = T/cosβ | $\beta = 8$ | 259.53 kN | NO |
| con: | | | |
| $K = 1 + (200/d)^{1/2} =$ | 1.917 | | ≤ 2 |
| Rck = | 45 | N/mm ² | |
| $v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} =$ | 0.568 | N/mm ² | |
| $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} =$ | 37.35 | N/mm ² | |
| $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$ | 21.17 | N/mm ² | |
| $\rho_1 = A_{sl} / (bw \cdot d) =$ | 0.00845 | | $\leq 0,02$ |
| d = | 238 | mm | |
| H = | 310 | mm | |
| bw = | 1200 | mm | |
| A _{sl} = | 2412 | mm ² | |
| N _{Ed} = | 0.00 | kN | |
| $\alpha_{cp} = N_{Ed} / A_c =$ | 0.000 | N/mm ² | $\leq 0,2 \cdot f_{cd}$ |
| Occorre armare a taglio. La verifica viene condotta con le armature diagonale del traliccio | | | |

| Verifiche allo stato limite ultimo di taglio | | | |
|--|------------------------|---------|--------------------|
| Materiali (Unità N,mm) | | | |
| Calcestruzzo | | Acciaio | |
| Rck = | 37 | fywk = | 450 |
| fck = | 37.35 | fywd = | 391.3 |
| fcd = | 21.17 | | |
| fctd = | 1.37 | | |
| Sezione da verificare | | | |
| Altezza trave | | 310 | mm |
| Copriferro staffe | | 40 | mm |
| Larghezza netta resistente a taglio | | 1200 | mm |
| Diametro diagonali | | 10 | (4 ϕ 10/20) |
| Bracci | | 8 | |
| Interasse | | 200 | mm |
| Area staffe al metro | | 3.14 | cm ² /m |
| cotg α | $\alpha = 68.00^\circ$ | 0.40 | |
| cotg θ | $\theta = 40.00^\circ$ | 1.19 | |
| Verifiche allo s.l.u. per taglio | | | VR,d > VEd |
| Taglio di calcolo V _{Ed} | | | 259.53 kN |
| V _{rcd} | | | 3028.71 kN |
| V _{rsd} | | | 441.99 kN |
| VRd=min[V _{rcd} ;V _{rsd}] | | | ok 441.99 kN |

16.6 VERIFICA IN 2° FASE (SEZIONE DI GIUNTO)

16.6.1 Sbalzo lato cordolo



16.6.1.1 Carichi permanenti portati

| Sbalzo lato cordolo - Analisi dei carichi per 1 m di soletta | | | |
|--|--------------|-------|--------------|
| | P (kN) | B (m) | M (kNm) |
| Marcia piede: (0.20 x 0.75 x 25) | 3.75 | 2.15 | 8.07 |
| Pavimentazione: (3.0 x 1.75) | 5.25 | 0.88 | 4.60 |
| Barriere sicurvia | 1.5 | 2.15 | 3.23 |
| TOTALE | 10.50 | | 15.90 |

16.6.1.2 Sovraccarichi

Carico mobile

Lo schema di carico scelto è il peggiore tra i seguenti:

Carico1

I carichi mobili concentrati si ipotizzano agenti su di un'area equivalente che si ricava dalla effettiva area di contatto del singolo carico sulla pavimentazione (0.4x0.4 m); fornita dalle norme), ipotizzando una diffusione a 45° fino al piano medio della soletta (circa 0.80 x 0.80 m).

$$Q1k = 2 \times 150 \text{ kN}$$

Carico2

I carichi mobili concentrati si ipotizzano agenti su di un'area equivalente che si ricava dalla effettiva area di contatto del singolo carico sulla pavimentazione (0.6m; dir. trasversale x0.35 m; dir. longitudinale), ipotizzando una diffusione a 45° fino al piano medio della soletta (circa 1.00 x 0.75 m).

$$Q1k = 1 \times 200 \text{ kN}$$

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Dal calcolo con modello a shell si ha:

Giunto impalcato-esercizio

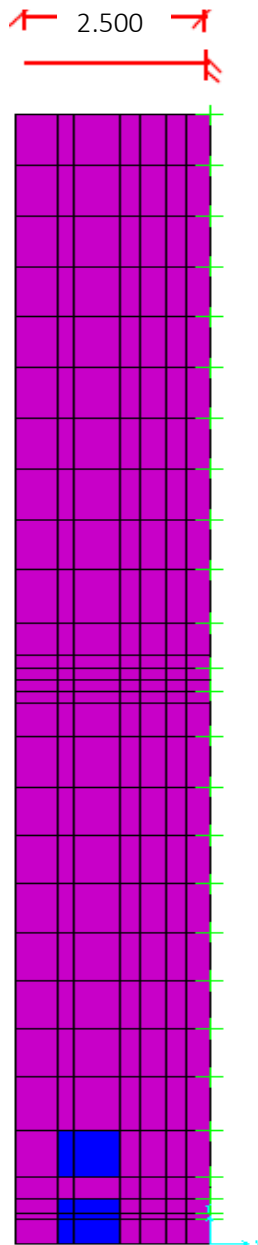
Mmin = -222.54 kNm/m;

T = 170.92 kN/m

Giunto impalcato-fatica

Mmin = -109.16 kNm/m;

T = 102.55 kN/m



16.6.1.3 Momento dovuto all'urto di un veicolo in svio

I scurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati per un'azione orizzontale trasversale non inferiore a 100 kN, distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota h, misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h1, h2, dove h1 = (altezza della barriera – 0,10 m), h2 = 1,00 m.

$$M_u = 100 \times [(1.00 + 0.11 + (0.31/2))] = 127 \text{ kNm} \quad \text{-rispetto al piano medio della soletta}$$

Supponendo una ripartizione a 45° dal punto di applicazione verso il piano medio della soletta e considerando un'impronta di carico di 0.50 m si ha il seguente momento a metro lineare:

$$M_u = 127 / (0.5 + 2 * (1.00 + 0.11 + 0.31/2)) = 41.78 \text{ kN/m/m}$$

16.6.1.4 Riepilogo sollecitazioni

Sommando gli effetti dei carichi permanenti e dei sovraccarichi si ottiene, per una striscia di lunghezza pari a 1.20 m:

$$\text{SLE} - M_{2 \text{ fase}} = 1.2 * [1 * (M_p + M_s)] = 1.2 * [1.00 * (-15.90 - 222.54)] = -286.13 \text{ kNm};$$

$$\text{QP} - M_{2 \text{ fase}} = 1.2 * 1 * M_p = 1.2 * 1.00 * (-15.90) = -19.08 \text{ kNm};$$

$$\text{FR} - M_{2 \text{ fase}} = 1.2 * (1 * M_p + 0.75 * M_s) = 1.2 * (-1 * 15.90 - 0.75 * 222.54) = -182.80 \text{ kNm};$$

16.6.1.5 Verifica dello stato tensionale

$$M = -286.13 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a3} = 45.48 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 22/10) \quad d_3 = 25.9 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_2 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 12.06 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 16/20) \quad d_1 = 6.8 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_{c,2 \text{ fase}} = 15.00 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{a3,2 \text{ fase}} = -259.62 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2,2 \text{ fase}} = -199.74 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1,2 \text{ fase}} = 97.81 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0,2 \text{ fase}} = 157.70 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

16.6.1.6 Sovrapposizione degli effetti (1 fase+2 fase)

$$\sigma_c = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase}} = 1.12 + 15.00 = 16.12 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{a3} = \sigma_{a3,1 \text{ fase}} + \sigma_{a3,2 \text{ fase}} = -24.22 - 259.62 = -283.84 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2} = \sigma_{a2,1 \text{ fase}} + \sigma_{a2,2 \text{ fase}} = -66.88 - 199.74 = -266.62 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = \sigma_{a1,1 \text{ fase}} + \sigma_{a1,2 \text{ fase}} = 3.02 + 97.81 = 100.83 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = \sigma_{a0,1 \text{ fase}} + \sigma_{a0,2 \text{ fase}} = 70.01 + 157.7 = 227.71 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

16.6.1.7 Verifica a fessurazione

La verifica a fessurazione condotta in 1° fase, con getto della soletta ultimata, ha prodotto una fessura pari a 0.025 mm.

Nella verifica a fessurazione in 2° fase si ha:

$$M = -182.80 \text{ kNm} \quad -FR$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a3} = 45.48 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 22/10) \quad d_3 = 25.9 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_2 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 12.06 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 16/20) \quad d_1 = 6.8 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$w_k = 0.151 \text{ mm}$$

Pertanto, la fessura totale è pari a:

$$w_k = w_{k,1, \text{fase}} + w_{k,2, \text{fase}} = 0.025 + 0.151 = 0.176 \text{ mm} < 0.30 \text{ mm}$$

16.6.1.8 Verifica a fatica

In corrispondenza dei giunti si considera un fattore di amplificazione addizionale $\Delta\phi_{fat}=1.30$ da applicare a tutti i carichi

La combinazione, denominata di base nel par. 15.3.4.3, è rappresentata dal peso proprio della predalle + peso del getto, le cui tensioni sono riportate nelle verifiche in 1° fase, dalle opere di finitura ($M_{fin} = 1.3 \cdot 1.2 \cdot 15.90 \text{ kNm}$) le cui tensioni sono prodotte in 2° fase:

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a3} = 45.48 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 22/10) \quad d_3 = 25.9 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_2 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 12.06 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 16/20) \quad d_1 = 6.8 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_{c, \text{base}} = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase, fin}} = 1.12 + 1.30 = 2.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a3, \text{base}} = \sigma_{a3,1 \text{ fase}} + \sigma_{a3,2 \text{ fase, fin}} = -24.22 - 22.51 = -46.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2, \text{base}} = \sigma_{a2,1 \text{ fase}} + \sigma_{a2,2 \text{ fase, fin}} = -66.88 - 17.32 = -84.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1, \text{base}} = \sigma_{a1,1 \text{ fase}} + \sigma_{a1,2 \text{ fase, fin}} = 3.02 + 8.48 = 11.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0, \text{base}} = \sigma_{a0,1 \text{ fase}} + \sigma_{a0,2 \text{ fase, fin}} = 70.01 + 13.67 = 83.68 \text{ MPa}$$

L'azione ciclica prodotta dai carichi mobili ($M = -1.3 \cdot 1.2 \cdot 109.16 \text{ kNm}$), definiti sempre in precedenza, produce le seguenti escursioni di tensione:

$$\sigma_{c, \text{max, ciclica}} = 8.93 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{max, ciclica, a3}} = -154.51 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{max, ciclica, a2}} = -118.87 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{max, ciclica, a1}} = 58.21 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{max, ciclica, a0}} = 93.85 \text{ MPa}$$

La verifica a fatica dell'armatura consiste nel confrontare l'escursione di tensione con il valore limite definito nel par. 14.3.4.3:

$$\Delta_{smax,a3} = -154.51 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta_{smax,a2} = -118.87 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta_{smax,a1} = 58.21 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta_{smax,a0} = 93.85 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

Le verifiche a fatica del calcestruzzo consistono nel verificare che:

$$(\sigma_{c,max,ciclica} + \sigma_{c,base}) \leq 0.5 \cdot f_{cd,fat} + 0.45 \cdot \sigma_{c,min} \Rightarrow 11.30 \text{ MPa} < 0.5 \cdot 22.41 + 0.45 \cdot 2.37 = 12.27 \text{ MPa}$$

16.6.1.9 Verifica dello stato limite ultimo

Come anticipato nel par. 15.1 nelle verifiche allo stato limite ultimo, poiché il legame costitutivo del materiale è di tipo non lineare, non si può applicare il principio di sovrapposizione degli effetti e dunque si considera la soletta realizzata in un'unica fase con il peso proprio, le opere di finitura e i carichi accidentali agenti contemporaneamente:

Sollecitazioni

$$\text{STR} \quad - M = 1.2 \cdot [1.35 \cdot (M_{sol} + M_p + M_s)] = 1.2 \cdot [1.35 \cdot (-24.22 - 15.90 - 222.54)] = -425.51 \text{ kNm};$$

$$\text{URTO} \quad - M = 1.2 \cdot (1.0 \cdot (M_{sol} + M_p + M_s + M_u)) = 1.20 \cdot (-24.22 - 15.90 - 222.54 - 41.78) = -365.33 \text{ kNm};$$

$$\text{STR} \quad - T = 1.2 \cdot 1.35 \cdot (T_{sol} + T_p + T_s) = 1.2 \cdot 1.35 \cdot (19.38 + 10.50 + 170.92) = 325.30 \text{ kN}$$

Verifica

$$M = -425.51 \text{ kNm}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a3} = 45.48 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 22/10) \quad d_3 = 25.9 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_2 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 12.06 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 16/20) \quad d_1 = 6.8 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$M_{rd} = 458.56 \text{ kNm} > 425.51 \text{ kNm}$$

16.6.1.10 Verifica a taglio

| Verifica a taglio | | | |
|---|-------------------------------|-------------------|-------------------------|
| <i>Elementi senza armatura trasversale a taglio</i> | | | |
| - Verifica del conglomerato | | | |
| $VRd = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot bw \cdot d =$ | 261.88 | kN | |
| VEd = T/cosβ | $\beta = 8$ | 325.30 kN | NO |
| con: | | | |
| $K = 1 + (200/d)^{1/2} =$ | 1.894 | | ≤ 2 |
| $Rck =$ | 45 | N/mm ² | |
| $v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} =$ | 0.558 | N/mm ² | |
| $f_{ck} = 0,83 \cdot Rck =$ | 37.35 | N/mm ² | |
| $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$ | 21.17 | N/mm ² | |
| $\rho_1 = Asl / (bw \cdot d) =$ | 0.01516 | | $\leq 0,02$ |
| $d =$ | 250 | mm | |
| $H =$ | 310 | mm | |
| $bw =$ | 1200 | mm | |
| $Asl =$ | 4548 | mm ² | |
| $N_{Ed} =$ | 0.00 | kN | |
| $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$ | 0.000 | N/mm ² | $\leq 0,2 \cdot f_{cd}$ |

Occorre armare a taglio. La verifica viene condotta con le armature diagonale del traliccio

| Verifiche allo stato limite ultimo di taglio | | | |
|---|------------------------|----------------------|--------------------|
| Materiali (Unità N,mm) | | | |
| Calcestruzzo | | Acciaio | |
| $Rck =$ | 45 | $f_{yk} =$ | 450 |
| $f_{ck} =$ | 37.35 | $f_{yd} =$ | 391.3 |
| $f_{cd} =$ | 21.17 | | |
| $f_{ctd} =$ | 1.56 | | |
| Sezione da verificare | | | |
| Altezza trave | | 310 | mm |
| Copriferro staffe | | 40 | mm |
| Larghezza netta resistente a taglio | | 1200 | mm |
| Diametro diagonali | | 10 | (4 ϕ 10/200) |
| Bracci | | 8 | |
| Interasse | | 200 | mm |
| Area staffe al metro | | 3.14 | cm ² /m |
| $\cotg \alpha$ | $\alpha = 68.00^\circ$ | | 0.40 |
| $\cotg \theta$ | $\theta = 40.00^\circ$ | | 1.19 |
| Verifiche allo s.l.u. per taglio | | VR,d > VEd | |
| Taglio di calcolo V_{Ed} | | 325.30 kN | |
| V_{rcd} | | 3028.71 | kN |
| V_{rzd} | | 441.99 | kN |
| VRd=min[V_{rcd};V_{rzd}] | | 441.99 | kN |
| | | ok | |

16.6.2 Campata

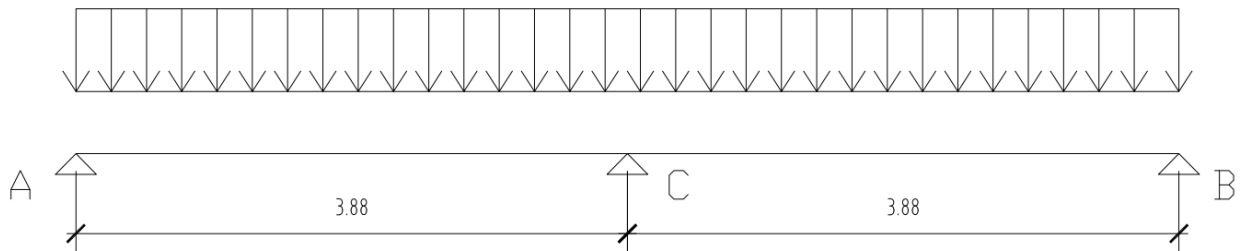
16.6.2.1 Carichi permanenti

La soletta viene schematizzata come trave continua su tre appoggi.

$$p = 3 \text{ kN/mq}$$

$$M_A = -15.90 \text{ kNm/m lato cordolo sx} \quad \text{vedi par. 14.5.1}$$

$$M_B = -15.90 \text{ kNm/m lato cordolo dx} \quad \text{vedi par. 14.5.1}$$



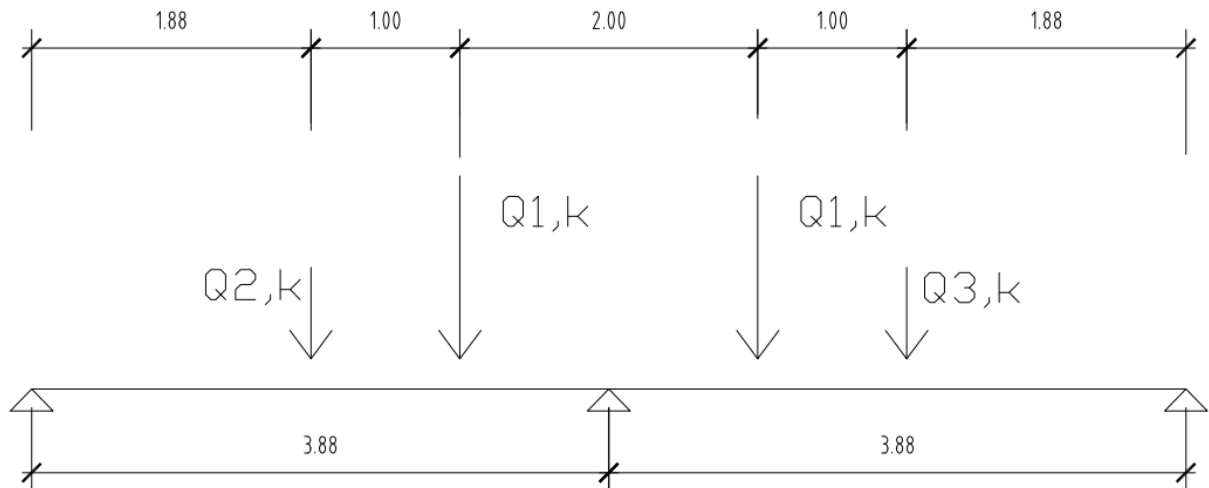
$$T_{A-B} = 10.41 \text{ kN/m}$$

$$T_C = 1.20 \text{ kN/m}$$

$$M_C = 2.25 \text{ kNm/m}$$

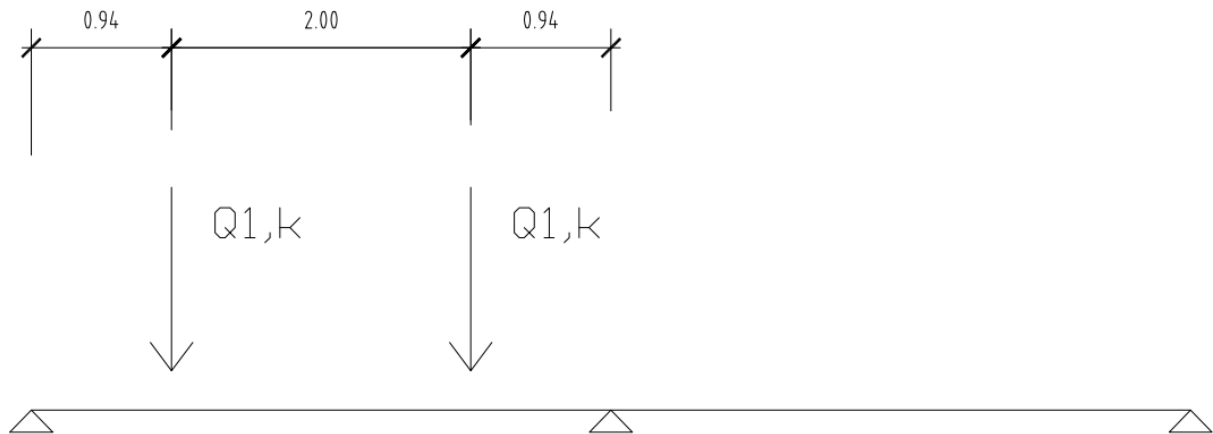
16.6.2.2 Sovraccarichi

Ai fini del calcolo della soletta di impalcato fra le travi si prende in considerazione, nella posizione di volta in volta più gravosa per la sezione considerata, gli effetti del seguente carico:



Disposizione dell'accidentale che massimizza le sollecitazioni di taglio e flettenti sull'appoggio centrale

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO



Disposizione dell'accidentale che massimizza le sollecitazioni flettenti in campata

Carico mobile $Q_{1,k}$, composto da 2 file di 2 ruote ciascuna da 150 kN di peso e da un carico uniformemente pari a 9 kN/mq distribuito su una corsia di 3 m, affiancato da un secondo carico $Q_{2,k}$, composto da 2 file di 2 ruote ciascuna da 100 kN di peso e da un carico uniformemente pari a 2.5 kN/mq distribuito su una corsia di 3 m. Tutti i carichi sono disposti con il proprio asse longitudinale parallelamente all'asse longitudinale del viadotto.

$$Q_{1,k} = 2 \times 150 = 300 \text{ kN}$$

$$Q_{2,k} = 2 \times 100 = 200 \text{ kN}$$

$$q_{1,k} \text{ unif} = 9 \text{ kN/mq}$$

- su una larghezza pari a 3 m

$$q_{2,k} \text{ unif} = 2.5 \text{ kN/mq}$$

- sulla rimanente larghezza

Dal calcolo con modello a shell che massimizza le sollecitazioni sull'appoggio a metà impalcato si ha:

Giunto impalcato -esercizio

$$M_{\max} = 121.5 \text{ kNm/m}; \quad \text{(campata)}$$

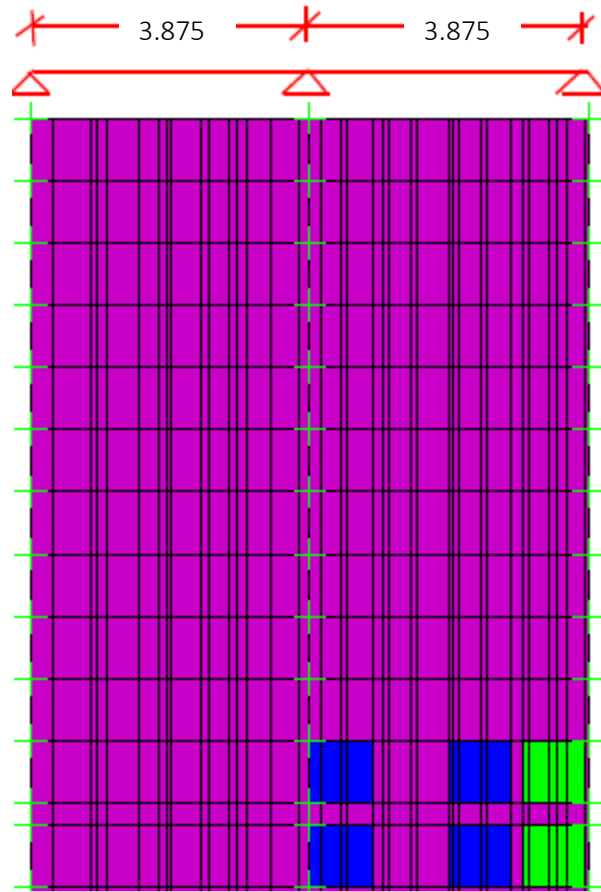
$$M_{\min} = -157.5 \text{ kNm/m}; \quad T = 254.15 \text{ kN/m (appoggio trave centrale)}$$

Giunto impalcato - fatica

$$M_{\max} = 60.75 \text{ kNm/m}; \quad \text{(campata)}$$

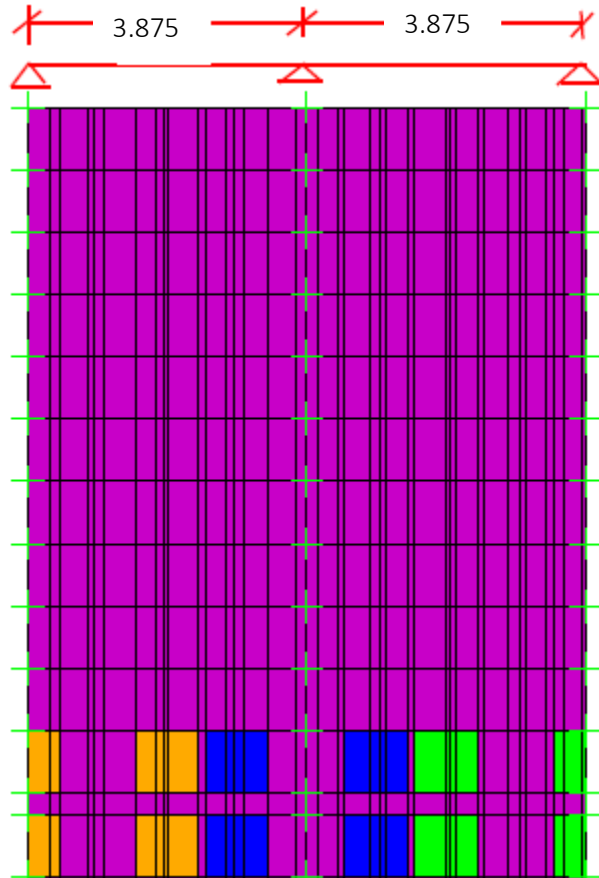
$$M_{\min} = -78.75 \text{ kNm/m}; \quad T = 127.08 \text{ kN/m (appoggio trave centrale)}$$

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO



Disposizione nel modello degli accidentali in campata

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO



Disposizione nel modello degli accidentali sull'appoggio centrale

16.6.2.3 Riepilogo sollecitazioni mezzzeria impalcato

Sommando gli effetti dei carichi permanenti e dei sovraccarichi si ottiene, per una striscia di lunghezza pari a 1.20 m:

Campata

$$\begin{aligned} \text{SLE} & - M_{2 \text{ fase}} = 1.20 \cdot (1.00 \cdot M_p + 1.00 \cdot M_s) = 1.2 \cdot (2.25 + 121.5) = 148.50 \text{ kNm}; \\ \text{QP} & - M_{2 \text{ fase}} = 1.20 \cdot 1.00 \cdot M_p = 1.2 \cdot 2.25 = 2.70 \text{ kNm}; \\ \text{FR} & - M_{2 \text{ fase}} = 1.20 \cdot (1.00 \cdot M_p + 0.75 \cdot M_s) = 1.2 \cdot (2.25 + 0.75 \cdot 121.5) = 112.05 \text{ kNm}; \end{aligned}$$

Appoggio centrale

$$\begin{aligned} \text{SLE} & - M_{2 \text{ fase}} = 1.20 \cdot (1.00 \cdot M_p + 1.00 \cdot M_s) = 1.2 \cdot (2.25 - 157.5) = -186.3 \text{ kNm}; \\ \text{QP} & - M_{2 \text{ fase}} = 1.20 \cdot 1.00 \cdot M_p = 1.2 \cdot 2.25 = 2.70 \text{ kNm}; \\ \text{FR} & - M_{2 \text{ fase}} = 1.20 \cdot (1.00 \cdot M_p + 0.75 \cdot M_s) = 1.2 \cdot (2.25 - 0.75 \cdot 157.5) = -139.05 \text{ kNm}; \end{aligned}$$

16.6.2.4 Mezzzeria impalcato - Verifica dello stato tensionale

Campata

$$M = 148.5 \text{ kNm} \quad -\text{SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

| | | |
|-------------------------------|------------------|-------------------------|
| $A_{a3} = 45.48 \text{ cm}^2$ | (1 ϕ 22/10) | $d_3 = 25.9 \text{ cm}$ |
| $A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2$ | (4 ϕ 16) | $d_2 = 22.7 \text{ cm}$ |
| $A_{a1} = 18.84 \text{ cm}^2$ | (1 ϕ 20/20) | $d_2 = 7.00 \text{ cm}$ |
| $A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2$ | (8 ϕ 12) | $d_0 = 3.60 \text{ cm}$ |

$$\sigma_{c,2 \text{ fase}} = 8.60 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{a3,2 \text{ fase}} = 52.70 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2,2 \text{ fase}} = 4.82 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1,2 \text{ fase}} = -230.12 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0,2 \text{ fase}} = -281.00 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Appoggio centrale

$$M = -186.3 \text{ kNm} \quad -\text{SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

| | | |
|-------------------------------|------------------|-------------------------|
| $A_{a3} = 45.48 \text{ cm}^2$ | (1 ϕ 22/10) | $d_3 = 25.9 \text{ cm}$ |
| $A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2$ | (4 ϕ 16) | $d_2 = 22.7 \text{ cm}$ |
| $A_{a1} = 18.84 \text{ cm}^2$ | (1 ϕ 20/20) | $d_2 = 7.00 \text{ cm}$ |
| $A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2$ | (8 ϕ 12) | $d_0 = 3.60 \text{ cm}$ |

$$\sigma_{c,2 \text{ fase}} = 9.54 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{a3,2 \text{ fase}} = -169.66 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2,2 \text{ fase}} = -131.02 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1,2 \text{ fase}} = 58.53 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0,2 \text{ fase}} = 99.58 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

16.6.2.5 Mezzeria impalcato - Sovrapposizione degli effetti (1 fase + 2 fase)

Campata

$$\sigma_{c,s} = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase}} = 0.72 + 8.60 = 9.32 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa}) \quad \text{-lembo superiore}$$

$$\sigma_{a3} = \sigma_{a3,1 \text{ fase}} + \sigma_{a3,2 \text{ fase}} = 4.27 + 52.70 = 56.97 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2} = \sigma_{a2,1 \text{ fase}} + \sigma_{a2,2 \text{ fase}} = 53.84 + 4.82 = 58.66 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = \sigma_{a1,1 \text{ fase}} + \sigma_{a1,2 \text{ fase}} = -17.38 - 230.12 = -247.44 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = \sigma_{a0,1 \text{ fase}} + \sigma_{a0,2 \text{ fase}} = -25.39 - 281.00 = -306.39 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Appoggio centrale

$$\sigma_{c,i} = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase}} = 1.12 + 9.54 = 10.66 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa}) \quad \text{-lembo inferiore}$$

$$\sigma_{a3} = \sigma_{a3,1 \text{ fase}} + \sigma_{a3,2 \text{ fase}} = -24.22 - 169.66 = -193.88 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2} = \sigma_{a2,1 \text{ fase}} + \sigma_{a2,2 \text{ fase}} = -66.88 - 131.02 = -197.9 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = \sigma_{a1,1 \text{ fase}} + \sigma_{a1,2 \text{ fase}} = 3.02 + 58.53 = 61.55 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = \sigma_{a0,1 \text{ fase}} + \sigma_{a0,2 \text{ fase}} = 70.01 + 99.58 = 169.59 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

16.6.2.6 Mezzeria impalcato - Verifica a fessurazione

Campata

La verifica a fessurazione condotta in 1° fase, con getto della soletta ultimata, ha prodotto una fessura pari a 0.00 mm.

Nella verifica a fessurazione in 2° fase si ha:

$$M = 112.05 \text{ kNm} \quad \text{-FR}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a3} = 45.48 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 22/10) \quad d_3 = 25.9 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_2 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 18.84 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/20) \quad d_2 = 7.00 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$w_k = 0.16 \text{ mm}$$

Pertanto, la fessura totale è pari a:

$$w_k = w_{k,1 \text{ fase}} + w_{k,2 \text{ fase}} = 0.00 + 0.16 = 0.16 \text{ mm} < 0.3 \text{ mm}$$

Appoggio centrale

La verifica a fessurazione condotta in 1° fase, con getto della soletta ultimata, ha prodotto una fessura pari a 0.025 mm.

Nella verifica a fessurazione in 2° fase si ha:

$$M = -139.05 \text{ kNm} \quad \text{-FR}$$

B = 120 cm; H = 31 cm

| | | |
|-------------------------------|------------------|-------------------------|
| $A_{a3} = 45.48 \text{ cm}^2$ | (1 ϕ 22/10) | $d_3 = 25.9 \text{ cm}$ |
| $A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2$ | (4 ϕ 16) | $d_2 = 22.7 \text{ cm}$ |
| $A_{a1} = 18.84 \text{ cm}^2$ | (1 ϕ 20/20) | $d_2 = 7.00 \text{ cm}$ |
| $A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2$ | (8 ϕ 12) | $d_0 = 3.60 \text{ cm}$ |

$w_k = 0.106 \text{ mm}$

Pertanto, la fessura totale è pari a:

$$w_k = w_{k,1,fase} + w_{k,2,fase} = 0.025 + 0.106 = 0.131 \text{ mm} < 0.3 \text{ mm}$$

16.6.2.7 Mezzeria impalcato - Verifica a fatica

Campata

In corrispondenza dei giunti si considera un fattore di amplificazione addizionale $\Delta\phi_{fat} = 1.30$ da applicare a tutti i carichi.

La combinazione, denominata di base nel par. 15.3.1.3, è rappresentata dal peso proprio della predalle + peso del getto, le cui tensioni sono riportate nelle verifiche in 1° fase, dalle opere di finitura ($M_{fin} = 1.3 * 1.2 * 2.25 \text{ kNm}$) le cui tensioni sono prodotte in 2° fase:

B = 120 cm; H = 31 cm

| | | |
|-------------------------------|------------------|-------------------------|
| $A_{a3} = 45.48 \text{ cm}^2$ | (1 ϕ 22/10) | $d_3 = 25.9 \text{ cm}$ |
| $A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2$ | (4 ϕ 16) | $d_2 = 22.7 \text{ cm}$ |
| $A_{a1} = 18.84 \text{ cm}^2$ | (1 ϕ 20/20) | $d_2 = 7.00 \text{ cm}$ |
| $A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2$ | (8 ϕ 12) | $d_0 = 3.60 \text{ cm}$ |

$$\sigma_c = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase,fin}} = 0.72 + 0.20 = 0.92 \text{ MPa} \quad \text{- lembo superiore}$$

$$\sigma_{a3} = \sigma_{a3,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase,fin}} = 4.27 + 1.25 = 5.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2} = \sigma_{a2,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase,fin}} = 53.84 + 0.11 = 53.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = \sigma_{a1,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase,fin}} = -17.38 - 5.44 = -22.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = \sigma_{a0,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase,fin}} = -25.39 - 6.64 = -32.03 \text{ MPa}$$

L'azione ciclica prodotta dai carichi mobili ($M(+)=1.3*1.2*60.75 \text{ kNm}$), definiti sempre nel par. 15.6.1.2, produce le seguenti escursioni di tensione:

$$\sigma_{c,max,ciclica(+)} = 5.49 \text{ MPa} \quad ; \quad \text{-lembo superiore}$$

$$\sigma_{smax,ciclica,a3(+)} = 33.63 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{smax,ciclica,a2(+)} = 3.07 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{smax,ciclica,a1(+)} = -146.86 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{smax,ciclica,a0(+)} = -179.33 \text{ MPa};$$

La verifica a fatica dell'armatura consiste nel confrontare l'escursione di tensione con il valore limite definito nel par. 14.3.1.3:

$$\Delta s_{max,a3} = |\sigma_{smax,ciclica,a3(+)}| = 33.63 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta S_{\max,a2} = |\sigma_{\max,ciclica,a2(+)}| = 3.07 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta S_{\max,a1} = |\sigma_{\max,ciclica,a1(+)}| = 146.86 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta S_{\max,a0} = |\sigma_{\max,ciclica,a0(+)}| = 179.33 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

Le verifica a fatica del calcestruzzo consiste nel verificare che:

$$(\sigma_{c,\max,ciclica} + \sigma_{c,\text{base}}) \leq 0.5 \cdot f_{cd,\text{fat}} + 0.45 \cdot \sigma_{c,\min} \Rightarrow 6.41 \text{ MPa} < 0.5 \cdot 22.41 + 0.45 \cdot 0.92 = 11.62 \text{ MPa}$$

Appoggio centrale

In corrispondenza dei giunti si considera un fattore di amplificazione addizionale $\Delta\phi_{\text{fat}}=1.30$ da applicare a tutti i carichi.

La combinazione, denominata di base nel par. 15.3.1.3, è rappresentata dal peso proprio della predalle + peso del getto, le cui tensioni sono riportate nelle verifiche in 1° fase, dalle opere di finitura ($M_{\text{fin}}=1.3 \cdot 1.2 \cdot 2.25 \text{ kNm}$) le cui tensioni sono prodotte in 2° fase:

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a3} = 45.48 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 22/10) \quad d_3 = 25.9 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_2 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 18.84 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/20) \quad d_2 = 7.00 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase,fin}} = 1.12 + 0.00 = 1.12 \text{ MPa} \quad \text{- lembo inferiore}$$

$$\sigma_c = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase,fin}} = 0.00 + 0.20 = 0.20 \text{ MPa} \quad \text{- lembo superiore}$$

$$\sigma_{a3} = \sigma_{a3,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase,fin}} = -24.22 + 1.25 = -22.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2} = \sigma_{a2,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase,fin}} = -66.88 + 0.11 = -66.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = \sigma_{a1,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase,fin}} = 3.02 - 5.44 = -2.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = \sigma_{a0,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase,fin}} = 70.01 - 6.64 = 63.37 \text{ MPa}$$

L'azione ciclica prodotta dai carichi mobili ($M(-)=1.3 \cdot 1.2 \cdot (-78.75) \text{ kNm}$), definiti sempre nel par. 15.6.2.2, produce le seguenti escursioni di tensione:

$$\sigma_{c,\max,ciclica(-)} = 6.29 \text{ MPa} \quad \text{-lembo inferiore}$$

$$\sigma_{\max,ciclica,a3(-)} = -111.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\max,ciclica,a2(-)} = -86.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\max,ciclica,a1(-)} = 38.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\max,ciclica,a0(-)} = 65.66 \text{ MPa}$$

La verifica a fatica dell'armatura consiste nel confrontare l'escursione di tensione con il valore limite definito nel par. 14.3.1.3:

$$\Delta S_{\max,a3} = |\sigma_{\max,ciclica,a3(-)}| = 111.87 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta S_{\max,a2} = |\sigma_{\max,ciclica,a2(-)}| = 86.40 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta S_{\max,a1} = |\sigma_{\max,ciclica,a1(-)}| = 38.59 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta S_{\max,a0} = |\sigma_{\max,ciclica,a0(-)}| = 65.66 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

Le verifica a fatica del calcestruzzo consiste nel verificare che:

$$(\sigma_{c,max,ciclica} + \sigma_{c,base}) \leq 0.5 * f_{cd,fat} + 0.45 * \sigma_{c,min} \Rightarrow 7.41 \text{ MPa} < 0.5 * 22.41 + 0.45 * 1.12 = 11.70 \text{ MPa}$$

16.6.2.8 Mezzeria impalcato - Verifica dello stato limite ultimo

Come anticipato nel par. 14.1 nelle verifiche allo stato limite ultimo, poiché il legame costitutivo del materiale è di tipo non lineare, non si può applicare il principio di sovrapposizione degli effetti e dunque si considera la soletta realizzata in un'unica fase con il peso proprio, le opere di finitura ed i carichi accidentali agenti contemporaneamente:

Sollecitazioni

Campata

$$\text{STR} - M = 1.20 * [1.35 * (M_{sol} + M_p + M_s)] = 1.2 * [1.35 * (3.00 + 2.25 + 121.5)] = 205.34 \text{ kNm};$$

Appoggio centrale

$$\text{STR} - M = 1.20 * [1.35 * (M_{sol} + M_p + M_s)] = 1.2 * [1.35 * (3.00 + 2.25 - 157.5)] = -246.65 \text{ kNm};$$

$$\text{STR} - T = 1.20 * 1.35 * (T_{sol} + T_p + T_s) = 1.2 * 1.35 * (9.50 + 1.20 + 254.15) = 429.06 \text{ kN}$$

Verifica

Campata

$$M = 205.34 \text{ kNm} \quad -\text{STR}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

| | | |
|-------------------------------|------------------|-------------------------|
| $A_{a3} = 45.48 \text{ cm}^2$ | (1 ϕ 22/10) | $d_3 = 25.9 \text{ cm}$ |
| $A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2$ | (4 ϕ 16) | $d_2 = 22.7 \text{ cm}$ |
| $A_{a1} = 18.84 \text{ cm}^2$ | (1 ϕ 20/20) | $d_2 = 7.00 \text{ cm}$ |
| $A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2$ | (8 ϕ 12) | $d_0 = 3.60 \text{ cm}$ |

$$M_{rd} = 247.24 \text{ kNm} > 124.34 \text{ kNm}$$

Appoggio centrale

$$M = -246.65 \text{ kNm} \quad -\text{STR}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

| | | |
|-------------------------------|------------------|-------------------------|
| $A_{a3} = 45.48 \text{ cm}^2$ | (1 ϕ 22/10) | $d_3 = 25.9 \text{ cm}$ |
| $A_{a2} = 8.04 \text{ cm}^2$ | (4 ϕ 16) | $d_2 = 22.7 \text{ cm}$ |
| $A_{a1} = 18.84 \text{ cm}^2$ | (1 ϕ 20/20) | $d_2 = 7.00 \text{ cm}$ |
| $A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2$ | (8 ϕ 12) | $d_0 = 3.60 \text{ cm}$ |

$$M_{rd} = 458.13 \text{ kNm} > 141.35 \text{ kNm}$$

16.6.2.9 Mezzeria soletta - Verifica a taglio

| Elementi senza armatura trasversale a taglio | | | |
|---|---------------|-------------------|-------------|
| - Verifica del conglomerato | | | |
| $VRd = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot bw \cdot d =$ | 261.88 | kN | |
| VEd = T/cosβ | β= 8 | 429.06 kN | NO |
| con: | | | |
| $K = 1 + (200/d)^{1/2} =$ | 1.894 | | ≤ 2 |
| Rck = | 45 | N/mm ² | |
| $v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} =$ | 0.558 | N/mm ² | |
| fck = 0,83 · Rck = | 37.35 | N/mm ² | |
| fcd = α _{cc} · fck / γ _c = | 21.17 | N/mm ² | |
| $\rho_1 = A_{sl} / (bw \cdot d) =$ | 0.01516 | | ≤ 0,02 |
| d = | 250 | mm | |
| H = | 310 | mm | |
| bw = | 1200 | mm | |
| A _{sl} = | 4548 | mm ² | |
| N _{Ed} = | 0.00 | kN | |
| $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$ | 0.000 | N/mm ² | ≤ 0,2 · fcd |

Occorre armare a taglio. La verifica viene condotta con le armature diagonale del traliccio

| Verifiche allo stato limite ultimo di taglio | | | |
|--|------------|-----------|--------------------|
| Materiali (Unità N,mm) | | | |
| Calcestruzzo | | Acciaio | |
| Rck = | 37 | fywk = | 450 |
| fck = | 37.35 | fywd = | 391.3 |
| fcd = | 21.17 | | |
| fctd = | 1.37 | | |
| Sezione da verificare | | | |
| Altezza trave | | 310 | mm |
| Copriferro staffe | | 40 | mm |
| Larghezza netta resistente a taglio | | 1200 | mm |
| Diametro diagonali | | 10 | (4φ10/20) |
| Bracci | | 8 | |
| Interasse | | 200 | mm |
| Area staffe al metro | | 3.14 | cm ² /m |
| cotgα | α= 68.00 ° | | 0.40 |
| cotgθ | θ= 40.00 ° | | 1.19 |
| Verifiche allo s.l.u. per taglio | | | VR,d > VEd |
| Taglio di calcolo V _{Ed} | | | 429.06 kN |
| V _{rcd} | | | 3028.71 kN |
| V _{rsd} | | | 441.99 kN |
| VRd = min[V_{rcd}; V_{rsd}] | | ok | 441.99 kN |